



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

“GENERALIDADES Y RECOMENDACIONES
PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS
DIFERENTES TIPOS DE CIMBRAS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ANTONIO REYES CRUZ

DIRECTOR DE TESIS:

ING. JOSÉ MARIO AVALOS HERNÁNDEZ.

297118



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN**

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**ANTONIO REYES CRUZ
P R E S E N T E .**

En contestación a la solicitud de fecha 2 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ MARIO AVALOS HERNÁNDEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "GENERALIDADES Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE CIMBRAS ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

**Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 7 de mayo de 2001
DIRECTOR INTERINO**

Carlos Chávez Aguilera

ARQ. y D.I. CARLOS CHÁVEZ AGUILERA



CyB

- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

CCHA/AIR//Ila.

S. J. J.

A mis padres:

Juan de Dios Reyes Moncada.

Zenaida Cruz Ramírez.

Por el cariño y apoyo que
siempre me han brindado.

“GRACIAS”

A mi maestro y director de esta tesis:

Ing. José Mario Avalos Hernández.

Por el tiempo dedicado y sus valiosos consejos para la realización del presente trabajo.

A la Escuela Nacional de Estudios Profesionales "ARAGON".

A mis maestros.

A mis compañeros.

"GRACIAS"

**“GENERALIDADES Y RECOMENDACIONES
PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS
DIFERENTES TIPOS DE CIMBRAS”**

INDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1	
ANTECEDENTES	5
1.1.- DEFINICIONES.....	8
1.2.- FUNCION DE LA CIMBRA.....	14
1.3.- LA CIMBRA COMO ESTRUCTURA.....	15
1.4.- DISEÑO CONCEPTUAL DE CIMBRAS.....	20
CAPITULO 2	
PUBLICACION ACI-347 "GUIA DE CIMBRAS PARA CONCRETO"	24
2.1.- CONCEPTOS PRELIMINARES.....	25
2.2.- DISEÑO.....	28
2.2.1- DATOS GENERALES.....	28
2.2.2- CARGAS.....	30
2.2.3.- ESFUERZOS UNITARIOS.....	34
2.2.4.- FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS EN LOS ACCESORIOS.....	34
2.2.5.- PUNTALES.....	34
2.2.6.- APUNTALADO Y REFUERZOS.....	35
2.2.7.- CIMIENTOS PARA LA CIMBRA.....	36
2.2.8.- INSTALACIÓN.....	36
CAPITULO 3	
DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA	37
3.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.....	37
3.2.- PROPIEDADES FÍSICAS.....	43
3.3.- PROPIEDADES MECANICAS.....	48
3.4.- CRITERIOS DE DISEÑO.....	58
3.5.- ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.....	65
3.6.- MATERIALES.....	65
3.7.- DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA.....	67

3.8.- ELEMENTOS DE UNION-----	91
3.9.- CIMBRA DE COLUMNAS-----	98
3.10.- CIMBRA DE LOSAS-----	109
3.11.- CIMBRA DE TRABES-----	119

CAPITULO 4

DISEÑO DE CIMBRAS DE ACERO-----	129
--	------------

4.1.- CRITERIOS DE DISEÑO-----	129
4.2.- MATERIALES-----	130
4.3.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA DISEÑO-----	131

CAPITULO 5

CIMBRAS ESPECIALES-----	142
--------------------------------	------------

5.1.- TIPOS Y CARACTERÍSTICAS-----	143
5.1.1.- PUENTES Y VIADUCTOS-----	143
5.1.2.- ESTRUCTURAS DISEÑADAS PARA ACCION CONJUNTA-----	143
5.1.3.- ESTRUCTURAS DE TECHO DE GRANDES CLAROS-----	144
5.1.4.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO MASIVO-----	145
5.1.5.- ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS-----	145
5.1.6.- CONCRETO CON AGREGADOS PRECOLOCADOS-----	146
5.1.7.- CIMBRAS DESLIZANTES-----	146
5.1.8.- CIMBRAS PERMANENTES-----	147
5.1.9.- CIMBRAS PARA CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO PRESFORZADO-----	148
5.1.10.- CIMBRAS PARA LA CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO PREFABRICADO-----	149
5.1.11.- CIMBRAS PARA CONCRETO COLOCADO BAJO EL AGUA-----	150

CAPITULO 6

CONSTRUCCIÓN-----	152
--------------------------	------------

6.1.- PRECAUCIONES DE SEGURIDAD-----	153
6.2.- NORMAS DE CONSTRUCCIÓN Y MANO DE OBRA-----	155
6.3.- TOLERANCIAS-----	163
6.4.- IRREGULARIDADES EN LAS SUPERFICIES-----	163
6.5.- CONSIDERACIONES PARA LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN-----	165
6.6.- APUNTALAMIENTO Y NIVELACIÓN-----	174

6.7.- DESCIMBRADO Y RETIRO DE PUNTALES-----	175
6.8.- REAPUNTALAMIENTO-----	177
6.9. - ACABADOS APARENTES-----	178
CAPITULO 7	
SUPERVISIÓN-----	183
GUIA DE SUPERVISIÓN-----	184
CONCLUSIONES-----	189
BIBLIOGRAFÍA-----	190

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCION

Los progresos realizados en el conocimiento de los materiales, la evolución de las técnicas puestas en obra, el aumento de las preocupaciones de todas las clases, de las reglamentaciones y de los diversos problemas que vienen a sumarse al estudio y ejecución de los proyectos, exigen de los constructores la plena posesión de un conocimiento constantemente puesto al día, así como un esfuerzo de memoria considerable, a fin de que puedan en el momento oportuno dar a los problemas que se van planteando las respuestas precisas y convenientes.

Construir es utilizar inteligentemente las fuerzas y los materiales elegidos con el fin de poner a disposición de los hombres, sobre cimientos estables, una porción de espacio bien dispuesta y acondicionada a su conveniencia y con un elevado grado de seguridad. Además, la construcción para garantizar comodidad debe de estar planeada y distribuida en función de la naturaleza y de las necesidades del hombre.

Los dos materiales estructurales de uso más frecuente son el **concreto** y el **acero**. A veces desempeñan papeles complementarios uno respecto del otro y a veces compiten entre sí, pues algunas estructuras de tipo y función similares pueden construirse con uno de estos materiales. Sin embargo, a menudo sucede que el ingeniero sabe menos sobre el concreto con que se hace una estructura que sobre el acero.

El acero se fabrica en condiciones cuidadosamente controladas. Sus propiedades se determinan en un laboratorio y van descritas en un certificado del fabricante. Por lo tanto, el proyectista necesita tan sólo especificar el acero con respecto a una norma adecuada y el ingeniero supervisor se limita a verificar la mano de obra de las conexiones entre los miembros individuales de acero.

En una obra de construcción de concreto, la situación es totalmente distinta. Es cierto que la calidad del cemento está garantizada por el fabricante de manera parecida a la del acero y que si se elige un cemento adecuado, el material será muy raras veces la causa de las fallas en una estructura de concreto. Pero el material de construcción no es el cemento, sino el concreto. Los miembros estructurales *in situ* y su calidad depende casi en forma exclusiva de la calidad de la mano de obra en los procesos de elaboración y colocación del concreto.

Por lo tanto, la disparidad en los métodos de producción del concreto y del acero es clara, y resulta evidente la importancia de controlar la calidad de los trabajos de concreto en la obra. Además, como el obrero que elabora el concreto en la obra carece de la preparación y del conocimiento de otros oficios de la construcción, la supervisión del ingeniero en la obra es indispensable. El proyectista debe tener presentes estos hechos, pues un diseño bien planeado puede quedar viciado fácilmente si las propiedades del concreto real difieren de las postuladas en los cálculos del proyecto.

A partir de lo anterior no debe de concluirse que hacer un buen concreto sea difícil. Para hacer "concreto malo" ___ que a menudo es una sustancia con consistencia de sopa la cual, al endurecer, se convierte en una masa con cavidades y no homogénea ___ no hay sino que mezclar cemento, agregados y agua. Sorpresivamente los ingredientes del " buen concreto" son exactamente los mismos ; la diferencia radica tan sólo en conocimientos prácticos, es decir, el realizar lógica y conscientemente la proporción adecuada de los materiales. Así pues, ¿Qué es el buen concreto ?. Existen dos criterios globales : el concreto no sólo debe resultar satisfactorio en su estado endurecido sino también en su estado fresco, cuando se transporta de la mezcladora y se coloca en las cimbras. Las condiciones relativas al estado fresco residen en que su consistencia se preste a la compactación por medios convenientes, sin demasiados esfuerzos, y también en que la mezcla tenga cohesión suficiente con respecto al método de colocación utilizado, para que no se produzcan segregaciones y la consecuente falta de homogeneidad en el producto terminado.

El requisito primario habitual de un buen concreto en estado endurecido es una resistencia satisfactoria a la compresión. Esto va dirigido no tan solo a garantizar la capacidad del concreto para soportar un esfuerzo compresivo prescrito, sino también asegurar la presencia de muchas otras propiedades deseables en el concreto (peso específico, durabilidad, impermeabilidad, resistencia a la abrasión, resistencia a los ataques de los sulfatos, etc.), relacionadas con un alta resistencia.

Lo fascinante de las construcciones de concreto proviene de una serie de atributos que posee dicho material. El concreto permite expresivas formas moldeadas, ya sea en miembros esbeltos o componentes estructurales masivos, y puede ser diseñado para exhibir curvas ondeantes o gruesas líneas funcionales. La naturaleza plástica del material se presta a una variedad considerable de formas y texturas en los acabados superficiales, los cuales pueden, a su vez, destacarse por hábiles detalles combinados con el uso de colores y diferentes agregados exóticos. El concreto puede usarse en la construcción de elementos masivos, como presas de gravedad o, por el contrario, para elementos esbeltos presforzados, como los empleados en las cubiertas de estadios, auditorios y salas de concierto de claros considerables.

El concreto requiere diversas exigencias de las partes que firman el contrato. El arquitecto y el ingeniero, dentro de las especificaciones de los reglamentos y códigos vigentes, tienen completa libertad de diseño para expresar tanto conceptos estéticos como formas funcionales, mientras que la tarea del constructor consiste en usar hábilmente el diseño y construcción de cimbras para moldear y dar forma al concreto conforme a los lineamientos del diseño cumpliendo con las especificaciones de acabado y exactitud de manera competitiva.

A lo largo de los años, el estudio, la aplicación y el uso de la cimbra han necesitado del desarrollo constante de métodos más eficaces y técnicas más novedosas, con el fin de simplificar y acelerar los trabajos de construcción y apuntalamiento de las cimbras, la colocación misma del concreto y el desmantelamiento subsecuente de la cimbra.

Muchos de estos secretos, guías y detalles prácticos han surgido espontáneamente como resultado de las actividades de los vendedores dedicados a las cimbras ; otros han sido ideados por ingenieros y diseñadores en la búsqueda de la solución a un problema en particular. En ambos casos, las técnicas que tuvieron éxito se han vuelto a utilizar y se han refinado para formar parte importante de la tecnología práctica de las cimbras.

La **cimbra** es el recipiente dentro del cual, o contra el cual, se cuela el concreto para obtener la configuración de diseño requerida : moldeada o con relieve, masiva o esbelta, expuesta o escondida dentro de la estructura. Aun cuando la cimbra sólo se usa como estructura temporal tiene un efecto permanente sobre la estructura final del concreto en el aspecto estético y de resistencia, ya que si el molde permite filtraciones y distorsiones de la masa de concreto éstas traerán como consecuencia resultados adversos estética y mecánicamente.

El examen de la situación actual demuestra que las solicitudes múltiples de los constructores experimentados no les dejan muchas oportunidades para poderse dedicar a la iniciación de los jóvenes. Otros, movidos por preocupaciones estéticas o por contingencias materiales, se separan del terreno de la realidad, descuidan el sentido constructivo y se olvidan de las exigencias lógicas de la construcción, la cual acaba por conducirles a soluciones onerosas (molestas, pesadas).

Así, pues, este trabajo ha sido desarrollado con el fin de facilitar, en la medida de lo posible, la tarea de los estudiantes que quieran incursionar en el diseño de cimbras, para que sirva de ayuda a todos aquellos a quienes la construcción pone en contacto con otras esferas de interés (artístico, técnico y práctico) ; y para lograr, finalmente, la síntesis racional de todos los conocimientos adquiridos.

El tema de las cimbras es extenso, ya que en un extremo de la escala el éxito está determinado por la manera como se unen dos pedazos de madera por medio de clavos o tornillos y, en el otro, por la exactitud de las cifras derivadas de los cálculos del ingeniero relacionados con presiones, fuerzas y momentos resistentes.

Este trabajo no puede cubrir el campo extenso que implica el diseño de cimbras ; pero personalmente, pienso que he intentado abarcar lo más importante sobre dicho tema. El campo que he intentado cubrir comienza con los antecedentes donde se da una breve visión de la responsabilidad y dedicación que implica el diseño de cimbras, aquí mismo se exponen algunas definiciones de los elementos utilizados en la construcción de la cimbra, así como los requisitos que debe cumplir un adecuado sistema de cimbrado.

En la segunda parte se hace una recopilación de la publicación ACI-347 "Guía de Cimbras para Concreto" donde se insiste en la necesidad de concientizarse respecto al comportamiento y construcción de cimbras, para ello se exponen algunas recomendaciones dignas de tomarse en cuenta, además de fórmulas para el cálculo de presiones que ejerce el concreto sobre la cimbra.

En la tercera parte, se engloban algunos conceptos que se requieren para el buen diseño de cimbras de madera, desde lo que implica el conocimiento de las partes fundamentales de un árbol hasta las propiedades

físicas y mecánicas de la madera ; posteriormente se exponen los criterios de diseño y algunos ejemplos para una columna, una losa y una trabe ; lógicamente, basados en las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera.

En el capítulo IV se expone brevemente lo que implica el diseño de cimbras de acero, el criterio de diseño utilizado, las diferentes fórmulas para los esfuerzos permisibles de diseño y algunos ejemplos.

Debido a la producción pobre que implica, en trabajos de gran magnitud o especiales, la utilización de las cimbras convencionales, en la quinta parte de este trabajo, se exponen los tipos y características de las cimbras especiales, las cuales, como veremos mas adelante, aseguran que la producción sea pronosticable y que la reprogramación de las actividades sea más precisa.

Debido a que una gran parte del éxito del cimbrado depende de qué tan bien construidas estén las cimbras, en el penúltimo capítulo, se exponen y brindan recomendaciones para la construcción básica de las cimbras.

Finalmente, en el último capítulo, se proporcionan algunas recomendaciones para las personas encargadas de la supervisión de una obra ; ya que para construir una obra óptima, es necesario realizar un buen control de calidad de los materiales y mano de obra empleados, además que, constantemente se deben verificar e inspeccionar las actividades realizadas por los trabajadores.

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

La persona que desea llegar a ser un especialista en el diseño de cimbras debe concientizarse que constantemente necesita ampliar sus conocimientos a cerca de las diversas facetas de este tema. Fundamentalmente, los diseñadores de cimbras combinan experiencia y teoría para así preparar un sistema de cimbrado correcto, tanto práctica como mecánicamente, con base en una apreciación de la tecnología correspondiente.

Como sucede en muchos aspectos de la construcción, cada día se establecen más y más compañías especializadas, productoras de materiales, equipo y técnicas para aplicaciones particulares de cimbras. Por esto y más, existe la necesidad de que los responsables del contrato de construcción evalúen los factores que rigen la conveniencia de los diversos acuerdos siendo, al mismo tiempo, capaces de tomar decisiones objetivas respecto al valor relativo de los servicios ofrecidos.

Los procesos de diseño, construcción y uso de la cimbra ___ muchos de los cuales son originales y aplicables sólo a una cimbra ___ constituyen una tecnología completa en sí misma. Además, el diseñador de la cimbra y el usuario necesitan recurrir a las tecnologías de otras industrias, tales como las de plástico, la del acero y la madera, para averiguar que técnicas y materiales pueden derivarse para permitir la aplicación de los materiales más apropiados y los mejores métodos en las cimbras.

Desde hace mucho tiempo, se ha considerado que la cimbra es un área donde los métodos tradicionales, es decir, los métodos empíricos para el espaciamiento de miembros y selección de secciones, han sido suficientes para situaciones seguras de trabajo. Con la continua inflación de costos tanto de mano de obra como de materiales, casi no hay duda de que el tiempo invertido en la cuidadosa selección y localización de miembros dentro de un plan para el manejo, fijación y descimbrado será ampliamente compensado por mejores rendimientos económicos de los materiales, así como de la costosa mano de obra requerida.

El diseño de cimbras comprende un área de la tecnología del cimbrado que requiere de la aportación de todos los que participan en la construcción de un proyecto. El diseñador de cimbras, puede considerarse afortunado, ya que tiene la oportunidad de combinar las diversas contribuciones, transformándolas en un plan unificado, práctico y correcto desde el punto de vista de la ingeniería y economía.

El diseño de la cimbra implica trabajar sistemáticamente a través de una serie de etapas lógicas para lograr que el sistema de cimbrado, como conjunto, sea adecuado. Con el término “sistema” se describe al conjunto completo: apoyos, subestructura (cuerpo de la cimbra) y revestimiento, que constituyen propiamente la cimbra utilizada en la construcción del concreto reforzado.

Es indispensable que se establezcan fechas para la solución de los detalles críticos. El diseñador y el ingeniero de planeación deben trabajar conjuntamente para asegurar que los detalles del perfil y los contornos de la estructura de concreto se entiendan perfectamente. Una vez logrado esto, pueden ser de utilidad algunos planos preliminares o planos del contrato que incluyan los detalles del bosquejo. El diseñador debe valerse de todo aquello que le pueda servir para evaluar el alcance del proyecto, así como para interpretar la escala y la localización de secciones y de elementos críticos, por ejemplo, detalles arquitectónicos o características del diseño estructural que de alguna manera puedan afectar al sistema de la cimbra. Puede también utilizar modelos, maquetas y ayudas similares.

Las fechas para la emisión de los planos de detalle, los programas de abastecimiento del acero y cualquier otro tipo de programa deben de fijarse de común acuerdo con las autoridades. Para ello el diseñador de la cimbra deberá estudiar perfectamente los detalles de ingeniería estructural y los planos de ingeniería civil.

Durante el trabajo preliminar, el diseñador debe tener cuidado de interpretar correctamente las cláusulas de las especificaciones de ingeniería relacionadas con los alineamientos y niveles de construcción, al igual que los detalles de construcción importantes. Por lo general, las especificaciones para obras de concreto contienen una cláusula que establece: “Todo el concreto estructural deberá ser terminado con exactitud respecto a su alineamiento, nivel y verticalidad”. No obstante, los diseñadores de estructuras saben que, a excepción de algunos puntos críticos de la estructura o cuando el aspecto visual es importante, tanto el alineamiento como la nivelación y la verticalidad pueden ser difíciles de lograr. Aun cuando las diferencias son normalmente tolerables, a veces pueden surgir malentendidos en el lugar de la obra cuando el residente o el maestro de obra interpretan de manera diferente algún detalle especificado en el contrato. Como se ha podido observar en la práctica, las especificaciones deben aceptar tolerancias razonables de acuerdo con la escala y función del elemento de concreto en cuestión. Sin embargo, si éste no fuera el caso, deben establecerse normas apropiadas para que el contratista pueda cumplirlas durante el desarrollo de la obra.

Lo más crítico para el diseño de cimbras son las decisiones acerca de la elevación, altura y cantidad de la mezcla de concreto para los colados, así como el tamaño de la crujía y detalles de las juntas. Las implicaciones que pueden tener estas decisiones son evidentes no sólo en el comportamiento estructural

de la obra terminada, sino también en la calidad de la apariencia final. Estas decisiones tienen gran influencia sobre el diseño de la cimbra y los detalles de construcción, determinando al mismo tiempo la selección de materiales y los métodos de construcción.

El ingeniero y el arquitecto están muy involucrados en la definición de la posición de las juntas de construcción y de los detalles, ya que el diseño del refuerzo, los traslapes y las juntas del mismo están bastante interrelacionados con las juntas de colado. Dichas juntas deben realizarse en puntos donde se puedan disimular o en los cambios de sección, evitando que sean demasiado visibles en la obra terminada. Cuando no es posible ocultarlas, se consultará con el ingeniero la manera de efectuar algún detalle especial en la junta de colado con el objeto de disimular su presencia.

Todos los factores anteriormente descritos, aunados a los requisitos del ingeniero, arquitecto y contratista, determinarán el número y localización final de las juntas que a su vez definirán los tamaños de los tableros por colar.

Una vez que se hallan resuelto estos detalles en el proceso de diseño, el contratista podrá disponer de los detalles del perfil estructural y la distribución de los armados. El diseñador debe observar con sumo cuidado todos los planos relacionados con estos factores, aclarando cualquier duda y discrepancia en los detalles o diferencias en los perfiles con los responsables de los costos y de la contabilidad del contrato. Por lo general, esta verificación de planos es la primera operación que debe efectuar cualquier profesional de una constructora.

Durante el proceso de revisión, el diseñador de la cimbra debe establecer una buena relación de trabajo con el diseñador o proyectista contratado por los ingenieros civiles y estructurales. En cierta medida, el diseñador puede proporcionar una relativa seguridad en contra de errores que pueden arrastrarse hasta la etapa de construcción. Las discusiones sobre los detalles estructurales durante este proceso de revisión permiten que el diseñador de la cimbra se forme un concepto claro de la función de cada parte de los elementos de concreto, mejorando su comprensión de los detalles críticos.

Donde quiera que se aplique cierto grado de planeación previa para la elaboración de la cimbra, son necesarias formas apropiadas de comunicación entre el proyectista, el ingeniero que hará los trabajos temporales o el diseñador de la cimbra y los que van a fabricar y usar el sistema de cimbrado. El diseñador puede estar en estrecho contacto con el fabricante, y aun compartir la misma oficina, en el taller o en el lugar de la obra, para de esta forma preparar los planos indicando con claridad el método y el arreglo propuestos ___ los que deben estar apoyados por los detalles de la técnica de montaje ___, así como posibles modificaciones durante el uso, y una lista de todas las partes necesarias y equipo auxiliar.

Al considerar todos los factores que afectan el diseño de la cimbra, el diseñador habrá de tomar decisiones basadas en los detalles de cada obra en particular y que son evidentes después del examen sistemático de los planos y especificaciones, así como del análisis de otros muchos factores.

1.1.- DEFINICIONES

La construcción de cimbra tradicionalmente se ha dejado en manos de los artesanos y por lo mismo con cada localidad y cultura los nombres de los distintos componentes de la cimbra varían.

Para definir el entorno en el que ubicare el material de este trabajo definiré los nombres de los elementos que integran la cimbra como a continuación se describen :

FORRO.- Es el elemento de la cimbra que está en contacto directo con el concreto. Es el elemento utilizado para dar el acabado o textura de concreto, por lo que es prácticamente el molde que dará forma al elemento por colar. Es construido generalmente con placas de madera, aunque pueden utilizarse láminas de acero, plástico, fibra de vidrio o cualquier otro material que provoque algún efecto especial en el acabado.

TRAVESAÑO.- Son elementos prismáticos que sirven de soporte al forro en elementos alargados como vigas o columnas. Por lo general se colocan entre sí paralelos a corta distancia orientados en la dirección transversal del elemento.

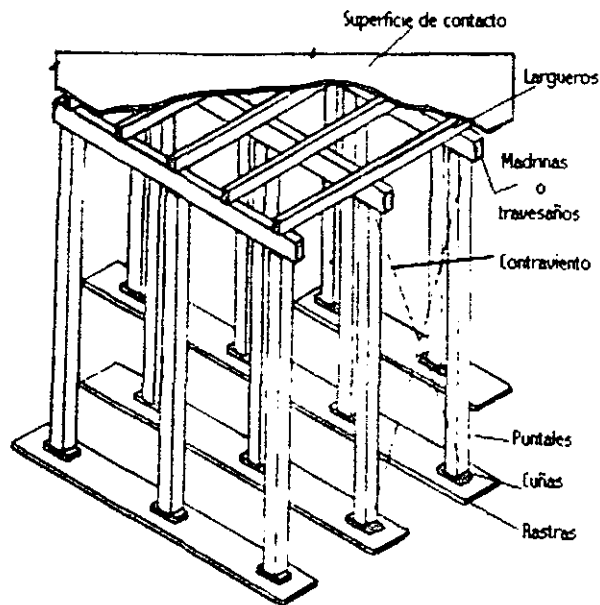
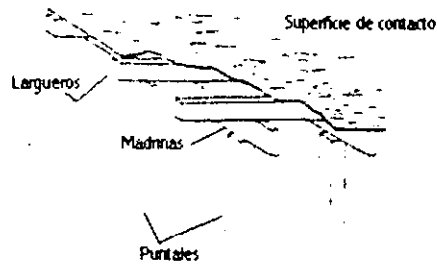
LARGUERO.- Son elementos prismáticos de mayores dimensiones que los travesaños que les sirven de apoyo a estos últimos en vigas o columnas, o bien pueden también servir de apoyo directo a los forros en la cimbra de losas.

PUNTAL O PIE DERECHO.- Son elementos verticales que constituyen típicamente el soporte de la cimbra. Son elementos prismáticos esbeltos con gran capacidad para resistir carga axial.

TENSOR INTERIOR O TIRANTE.- Son elementos típicamente de acero que quedan ahogados en el concreto durante el colado y que sirven muy eficientemente como apoyo de largueros en el colado de elementos verticales.

Dichos elementos trabajan a tensión y se adaptan para sostener la cimbra contra la presión activa del concreto plástico recién colado. Por lo general, consiste en un elemento interno y un dispositivo de sujeción externo, ambos fabricados de acuerdo con las especificaciones de distintos fabricantes. Estos fabricantes también indican cuales son las cargas de trabajo recomendables en los tirantes a usarse en el diseño de cimbras. Hay dos tipos básicos de varillas o tirantes, el tirante prefabricado tipo banda, y el tipo con hilo o rosca hecho para unirse entre sí. Las cargas de trabajo sugeridas van de 1,000.00 a más de 50,000.00 libras (450.00 kg. a más de 22.50 ton.).

TENSOR EXTERIOR O TORZALES.- Son generalmente alambres de acero que sirven como contravento de algún elemento para dar rigidez lateral a la cimbra en su conjunto. El ACI los prohíbe por no tener control de calidad en el acero, el número de hilos, el número de vueltas, ni en la tensión al torcerlos.



Componentes típicos para cimbra de losas.

Figura 1.1. Cimbra típica de losa.

SEPARADORES.- Son elementos que trabajan a compresión, para mantener la cimbra con la dimensión señalada antes de recibir la revoltura. Existen dos tipos de separadores :

a).- **TEMPORALES.-** Normalmente de madera, se usan en una cimbra no profunda y se retiran cuando la revoltura en la zona vecina hace la función de separador.

b).- **PERMANENTES.-** Son de acero y se utilizan en cimbra profunda.

b.1).- Con protección para no meter óxido, en superficies A, B ó C.

b.2).- Sin protección, en superficies D.

b.3).- Galvanizados, si la varilla es galvanizada.

ARRASTRE.- Es un elemento generalmente de madera que se coloca horizontal como apoyo de los puntales contra el suelo o losa de soporte de la cimbra.

AMARRES HORIZONTALES.- Elementos horizontales que se unen a los puntales para disminuir la relación de esbeltez o incrementar su capacidad de carga.

APUNTALAR.- Colocar un puntal en forma apretada de tal manera que tome las cargas a las que esté sujeta la estructura.

CIMBRA.- Molde para dar forma y soportar el concreto mientras se coloca y logra la resistencia suficiente para sostenerse a sí mismo. También se le llama así a la estructura que soporta dicho molde (obra falsa).

CERCHAS.- Soportes temporales especializados que se usan en la construcción de arcos, y estructuras especiales donde el soporte temporal completo está más bajo, desalineado o descentrado, como una unidad a fin de evitar la inducción de esfuerzos perjudiciales en cualquier parte de la estructura.

CIMBRAS EN SERIE.- Paneles prefabricados que se unen para formar una unidad mayor.

CIMBRA LANZADA.- Para puentes, se va colocando la nueva cimbra en voladizo a partir de un apoyo o hacia los lados de una pila.

CIMBRAS VOLADORAS.- Secciones mecánicas de cimbra de gran tamaño, que se mueven por medio de grúa sin desarmarse, con frecuencia incluyen vigas de soporte o unidades de andamiaje. (También cimbra lanzada).

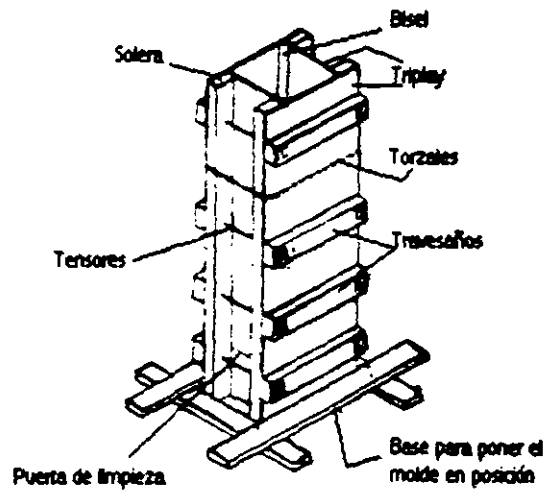
DIAGONALES.- Elementos auxiliares que rigidizan la cimbra para resistir las fuerzas horizontales.

INGENIERO / ARQUITECTO.- El ingeniero, arquitecto, la empresa de arquitectura, de ingeniería u otra empresa que este a cargo de los documentos del diseño (DDD) y/o gerencia del proyecto.

OBRA FALSA.- Estructura provisional que mantiene a los moldes en su lugar durante los trabajos y periodo de fraguado del concreto.

PUNTALES MÚLTIPLES.- Puntales sencillos que se unen mediante amarres para incrementar la altura del sistema de puntales.

REAPUNTULAR.- Acción de colocar puntales bajo un elemento de concreto que ya ha sido descimbrado.



- 1.- Duela
- 2.- Yugos
- 3.- Pies derechos
- 4.- Plomos
- 5.- Estacas.

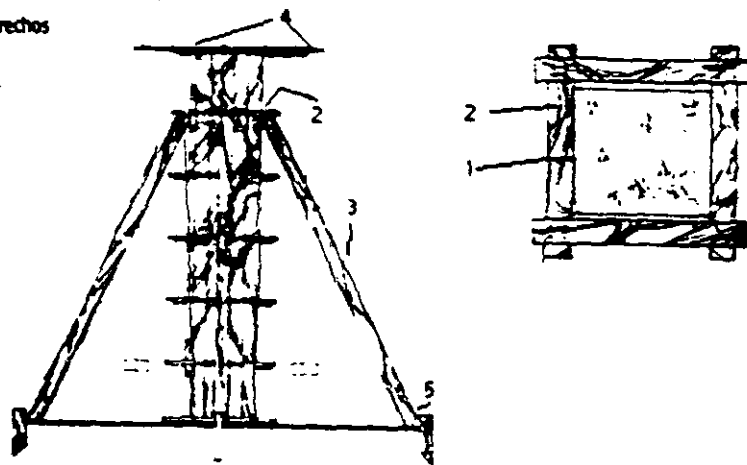


Figura 1.2. Cimbra típica para columnas.

TIPOS DE ACABADOS EN EL CONCRETO

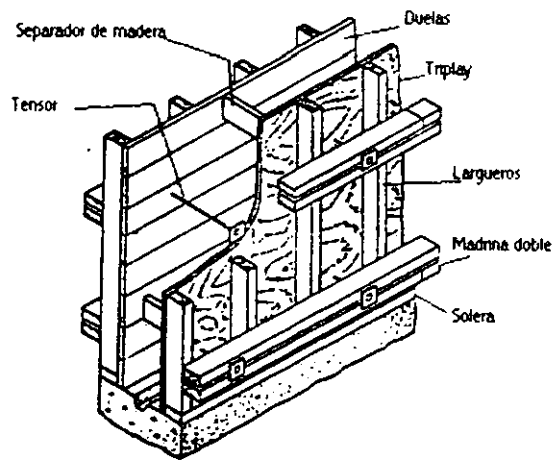
TIPO "A".- Superficies muy expuestas a la vista del público y cuya apariencia es de gran importancia.

TIPO "B".- Superficies rugosas que van a recibir yeso o aplanado.

TIPO "C".- Estándar general para superficies expuestas permanentemente sin otro acabado adicional.

TIPO "D".- Mínimo de calidad para superficies donde no es objetable la rugosidad y que estarán permanentemente cubiertas.

YUGOS O SARGENTOS.- Elementos rígidos que en columnas y trabes mantienen las tarimas en su lugar.



- 1 - Duela
- 2 - Yugo
- 3 - Separadores
- 4 - Madrina
- 5 - Pie derecho
- 6 - Estacas
- 7 - Rastras

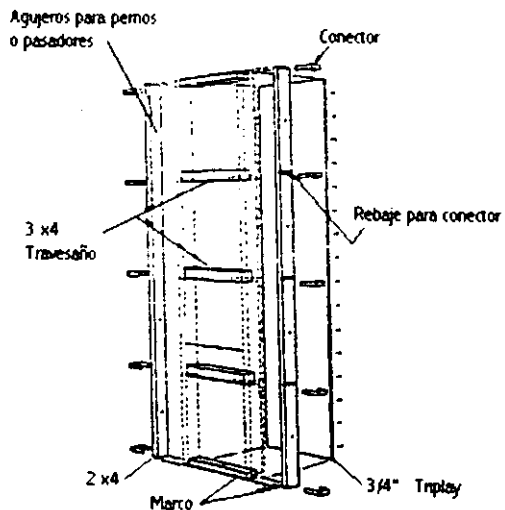
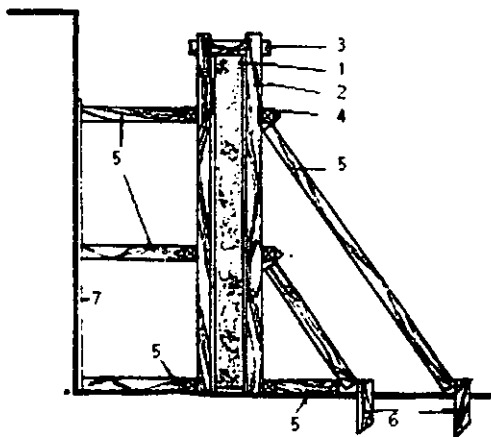
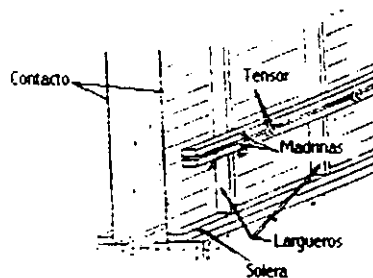


Figura 1.3. Cimbra típica en muros de concreto.

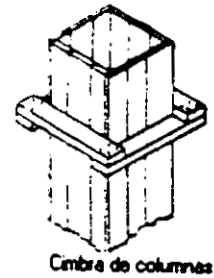
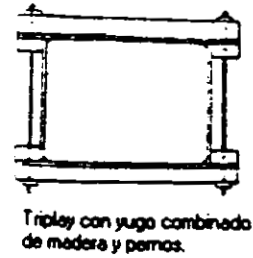
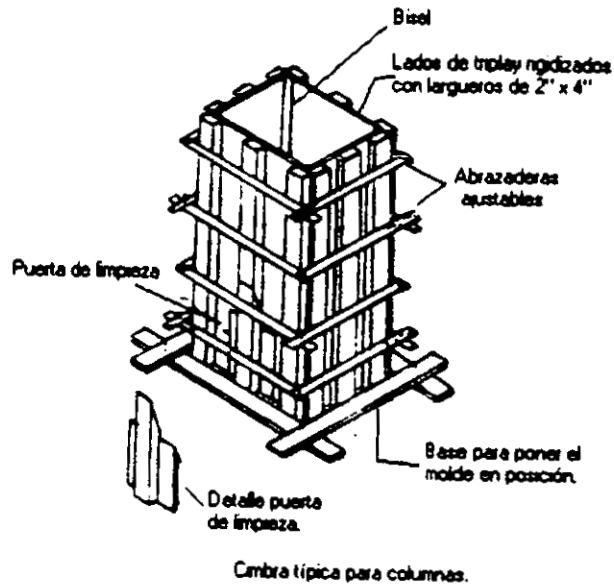


Figura 1 4. Cimbra típica para columnas con duela.

1.2.- FUNCION DE LA CIMBRA

La naturaleza plástica del concreto se presta a una variedad considerable de formas y texturas en los acabados superficiales.

La "cimbra" es el recipiente dentro del cual, o contra el cual, se cuela el concreto para obtener la configuración de diseño requerida, moldeada o con relieve, masiva o esbelta, expuesta o escondida dentro de la estructura. Aun cuando la cimbra sólo se usa como estructura temporal, tiene un efecto permanente sobre la estructura final de concreto y representa el ingenio de aquellos que intervienen en su construcción. Por desgracia, debido a este carácter temporal, la cimbra es frecuentemente construida en la obra con el mínimo de asistencia técnica especializada.

Para lograr una estructura que satisfaga las demandas del diseño tanto arquitectónico como estructural, es indispensables que los responsables del diseño, construcción y supervisión de las cimbras tengan conocimientos suficientes de las diversas operaciones de las cimbras, así como de los métodos y materiales involucrados.

La tecnología del concreto y los métodos de manejo, colocación y compactación son críticos, puesto que rigen la durabilidad de la estructura y, en muchas ocasiones, su apariencia final. También crítica es la posición correcta del acero de refuerzo respecto al diseño, así como el recubrimiento y rigidez de la armazón que resiste las fuerzas que le son impuestas durante las operaciones esenciales de la colocación para una buena construcción de concreto.

Aunque se tenga un buen control de los recursos empleados en el diseño del refuerzo y su fijación, así como del mezclado y colocación del concreto son, sin embargo, las materiales seleccionados para la cimbra, su construcción y el ajuste de las formas de sus componentes, los que tendrán el mayor impacto para lograr una estructura satisfactoria.

La cimbra es el molde dentro del cual se coloca el concreto y es aquí donde se compacta por diversos medios, de manera que el acero quede completamente recubierto y protegido. La compactación debe de ser tal que asegure un concreto denso, libre de vacíos y capaz de alcanzar la resistencia de diseño para resistir los esfuerzos que se desarrollan dentro de la estructura. El molde debe contener la masa de concreto sin filtraciones y sin distorsiones mayores que las admisibles de acuerdo al tamaño del elemento. Además de soportar las presiones que ejercen en el proceso de colocación del concreto y las cargas presentes durante la construcción, la cimbra debe también proteger al concreto durante el curado y soportar el peso hasta que éste adquiera suficiente resistencia para contribuir estructuralmente. Una vez alcanzada esta etapa, el molde debe ser tal que permita ser removido para utilizarse posteriormente en otras obras.

Por lo general, la cimbra es una estructura temporal, frecuentemente construida con el mínimo de asistencia técnica especializada. Sin embargo, para obras complicadas de ingeniería civil o estructural o donde hay requisitos especiales respecto a exactitud o acabado, los diseñadores de cimbras o ingenieros

proporcionan los cálculos y detalles apropiados. Cuando se utilizan sistemas patentados, los cálculos y detalles correspondientes son también parte inherente del sistema.

La calidad del acabado final de la superficie, o la exactitud lograda, es el criterio por el cual el ingeniero, el arquitecto y el cliente evalúan la estructura de concreto resultante. La facilidad con la cual se usa la cimbra para alcanzar estos fines, el número de usos que se obtengan del equipo y la erogación financiera de la operación total, son factores adicionales que permiten al contratista evaluar el resultado de las aplicaciones de la cimbra.

Por lo general, es vista como un costo importante para el contratista, quien es el responsable de la construcción, por lo que es muy importante que se le preste la atención debida al diseño y su manejabilidad para lo que será necesario hacer muestras o modelos reales de los sistemas de cimbra.

Es muy importante que en el diseño de cimbras se tomen en cuenta los requisitos de los reglamentos aplicables y las especificaciones particulares de la obra muy especialmente en el aspecto de la exactitud y el tipo de acabados superficiales.

Tanto el que diseña como el que construye la cimbra deberán tener conocimiento de la tecnología del concreto, así como del uso y manejo de la madera, el acero, plásticos y adhesivos.

1.3.- LA CIMBRA COMO ESTRUCTURA

De manera sencilla se puede considerar que "ESTRUCTURA" es todo aquello que impide que una construcción u obra se derrumbe. También se puede concebir una estructura como un "SISTEMA", es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en una forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de retención; tanques o silos. La estructura debe cumplir con la función para la que esté destinada, con un grado de seguridad razonable y de manera que en las condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado; es decir, que no se deforme excesivamente, que no vibre demasiado, que no se agriete. Además deben tener en cuenta otros requisitos, tales como los de mantener el costo dentro de límites económicos y asegurar que la estructura sea realizable de acuerdo con los recursos disponibles.

El desempeño de la función a que esté destinada, la estructura estará sujeta a una serie de acciones, fuerzas o cargas que debe capaz de soportar. La función especial de la cimbra como estructura, por ejemplo, son los requisitos descritos en los párrafos siguientes que conciernen a este subcapítulo. Para realizar esta función dicha estructura deberá ser capaz de resistir su peso propio, la carga viva debida al peso de los trabajadores, el peso del equipo empleado y la acción del viento o de los sismos.

Lo que se busca, entonces, en el diseño de las cimbras es crear estructuras que tengan un comportamiento adecuado bajo las acciones a las que puedan estar expuestas. Esto implica un conocimiento

de la relación que existe entre las acciones que obran sobre la estructura, las características geométricas de ésta y las propiedades de los materiales de que está construida, por una parte, y, por otra, las respuestas de la estructura, es decir, su comportamiento. El problema del diseño estructural se ilustra esquemáticamente en la figura 1.5.

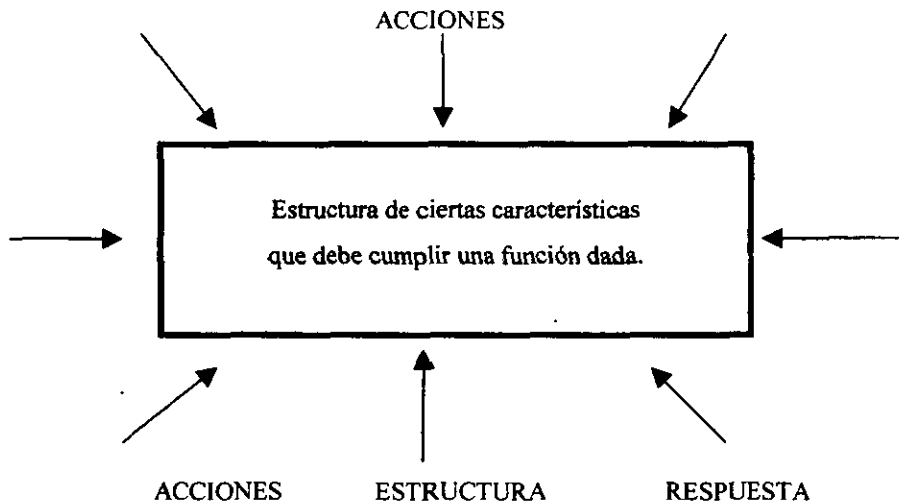


Figura 1.5.- Representación esquemática del problema del diseño estructural

La cimbra debe considerarse como un conjunto formado por los apoyos, la subestructura (cuerpo de la cimbra) y el revestimiento. Todos estos elementos deben ser perfectamente compatibles entre sí, y al ser ensamblados deben reunir los siguientes requisitos :

- 1).- Confinar el concreto y darle forma (moldear) dentro de las dimensiones requeridas, es decir, la cimbra debe dar como resultado una estructura que cumpla con la forma, los lineamientos y las dimensiones de los elementos, según lo especificado en los planos de diseño y en las especificaciones.
- 2).- Deben tener la resistencia suficiente para que puedan soportar la presión resultante de la colocación y vibración del concreto, y además deben tener la rigidez suficiente a fin de poder mantener las tolerancias especificadas.
- 3).- Contener toda la mezcla sin que haya escurrimientos o distorsiones causadas por las presiones del concreto, las cargas de construcción y las fuerzas externas, es decir, la cimbra debe ser sustancial y suficientemente impermeable (hermética) para evitar la fuga o pérdida de concreto.
- 4).- Proporcionar el número de usos que se pretende, conservando al mismo tiempo el estándar satisfactorio de exactitud y el acabado final.
- 5).- Separarse del concreto sin dañarse o sin causar daño al concreto recién colado, es decir, las cimbras y sus apoyos deben diseñarse de tal manera que no se dañe la estructura previamente construida.
- 6).- Debe estar adecuadamente apuntalada o ligada, de tal manera que conserve su forma y posición.

- 7).- Tomar la geometría y el perfil requeridos con una cantidad mínima de mano de obra posterior al colado para lograr el acabado final especificado.
- 8).- Ofrecer la posibilidad de ser trabajado y manejado con el equipo y la mano de obra disponibles.
- 9).- Cuando sea fabricado en la obra, su ejecución debe de estar dentro de la capacidad de los trabajadores empleados.

Durante mucho tiempo los métodos empíricos para el espaciamiento de miembros y la selección de secciones han sido suficientes para brindar situaciones seguras de trabajo, sin embargo, se ha comprobado que mediante diseños sencillos y racionales se logra mejorar substancialmente la economía de la obra.

Para lograr un sistema de cimbra eficiente, es necesario que el conjunto de la cimbra, basado en la asesoría que reciba el proyectista así como en su audacia, esté respaldado por un metódico programa de construcción y por las especificaciones de materiales y detalles de construcción. Desde las primeras etapas del proyecto de cimbras debe determinarse con que rapidez se colocará el concreto y de acuerdo con el proyecto estructural cuales serán los tiempos de descimbrado.

Es muy común en la actualidad que los tiempos de entrega de las obras estén condicionados a situaciones específicas que obligan a fechas rígidas de terminación (penalizaciones económicas por retraso de obra, etc.). Los tiempos de cimbrado y descimbrado constituyen un elemento crucial dentro de la serie de actividades que definen el programa de obra. Adicionalmente y de acuerdo con la experiencia del contratista deberán hacerse intervenir factores como el clima, época del año en que se construye, disponibilidad de materiales en la localidad, etc.

El diseñador de cimbras deberá asesorarse del proyectista y de ser posible de un especialista en manejo y comportamiento del concreto desde las primeras etapas del trabajo para garantizar los requisitos del concreto. Esto ayudará a disminuir la aparición de defectos ocasionados por el bombeo, sangrado del concreto, asentamiento de agregados y problemas asociados a ellos.

El diseño de un sistema de cimbra puede verse seriamente afectado por la calidad y disponibilidad de la mano de obra, al igual que la experiencia de los trabajadores. La selección de los materiales depende también de esta evaluación de la mano de obra y de los supervisores, en tanto que la proporción del uso repetitivo de las cimbras depende de la forma como los trabajadores de la obra manejan los materiales entre cada colado.

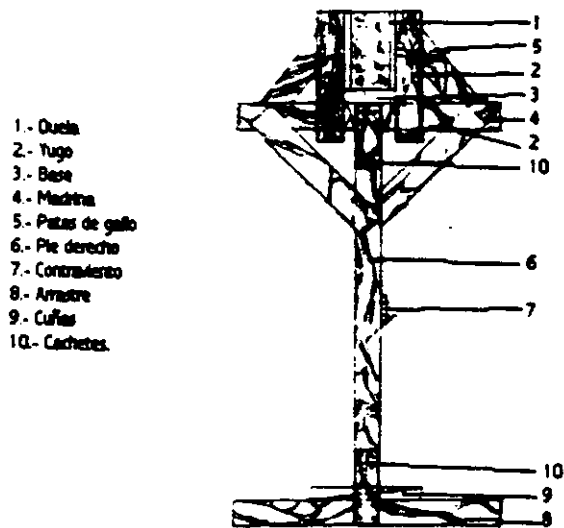
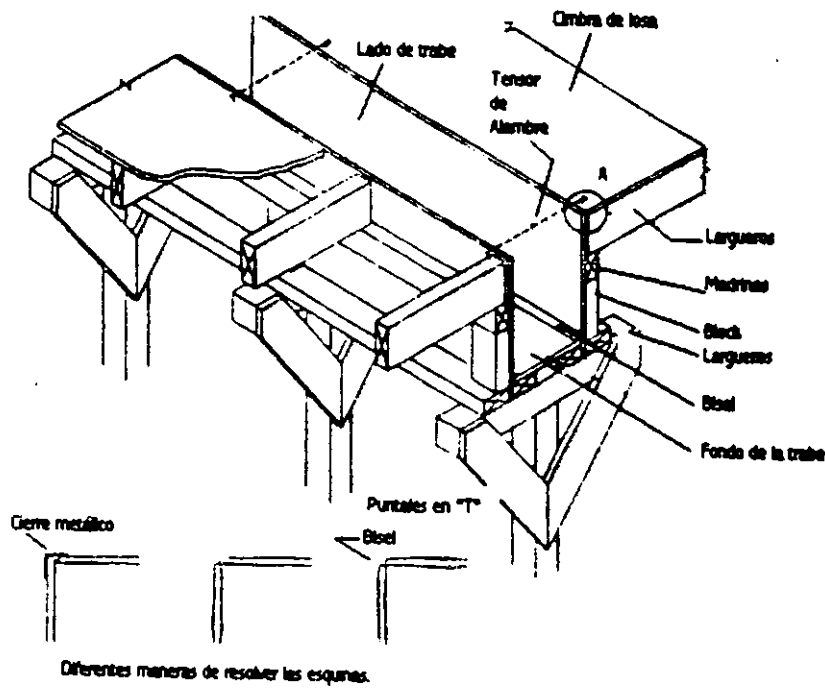


Figura 1.6. Arreglo típico de cimbra para trabe y losa.

Gran parte del diseño de la cimbra depende de las instalaciones y equipos con que se disponga en la obra, entre los cuales juegan un papel importante las grúas. En la construcción de edificios las cimbras

pueden constituir la mayor carga unitaria que va a ser manejada, de modo que la capacidad de la grúa estará en relación con el peso de la sección transversal del muro o del alcance necesario para la extracción de un tablero de determinado lugar o de los puntos extremos del edificio, con límite máximo del radio de giro de la grúa.

Cuando se dispone de equipos de izamiento como malacates, bombas, grúas, etc., el diseñador de la cimbra deberá en cuenta la velocidad del colado, los volúmenes colocados y el diseño mecánico del conjunto de cimbrado. Debe tomar que estos equipos no ocasionen ninguna deformación o distorsión a la cimbra durante su operación.

Para la selección de los materiales es muy importante que el diseñador conozca el número de usos que se darán a la cimbra, ya que la calidad de los acabados y la exactitud empezarán a decaer a medida que aumente el número de veces en que es usada la misma cimbra, a menos que se usen refuerzos adicionales o sujetadores especiales en los moldes para evitar que estos se deterioren y deformen por el uso y el intemperismo.

Una de las decisiones más importantes que tiene que tomar el diseñador de cimbras es la de definir la cantidad de material requerido para un proyecto determinado. En esta decisión influyen principalmente los factores económicos, aunque el aspecto tecnológico básico de la construcción interviene en forma preponderante, sin descuidar lo referente a la seguridad, tiempo de descimbrado, localización de la juntas de construcción, accesos, tipo de obra y continuidad en el trabajo.

Es responsabilidad del diseñador investigar y sopesar los factores que gobiernan a cada material para escoger los que mejor satisfagan las especificaciones respecto a exactitud y acabados.

La situación se puede volver complicada cuando existe una especificación estricta respecto a los tiempos de descimbrado y particularmente en época de invierno, cuando las bajas temperaturas prolongan aun más los tiempos de descimbrado.

Un aspecto muy importante en el diseño de la cimbra desde el punto de vista práctico es el considerar que el sistema de apuntalamiento debe ser removible para que pueda volver a usarse mientras todo el lecho debajo del elemento esta todavía soportado por los puntales.

Aunque la altura de los colados reduce el número de operaciones de mano de obra, se requieren moldes de mayor resistencia para soportar las presiones resultantes de las operaciones de colocación y compactación del concreto. Mientras mayor sea la altura de colado, más cuidadoso tendrá que ser el diseño, especialmente cuando hay limitaciones para la colocación de tensores que pasan a través del concreto.

El diseñador tendrá que decidir si en algunas ocasiones es preferible hacer colados de poca altura manteniendo la continuidad del trabajo y aprovechando mejor el uso mas repetido dela cimbra. El espesor de los muros de concreto exige atención especial porque es difícil asegurar el colado adecuado de secciones altas y esbeltas.

Los colados de poca altura implican un mayor número de juntas de construcción y por lo tanto en estructuras de contacto con agua mayor peligro de permeabilidad. Otro problema consiste en mantener la verticalidad y alineamiento del muro como una unidad completa.

El tamaño de los claros está muy relacionado con el diseño estructural, de modo que, por lo general, mientras mayores sean sus dimensiones para colados de muros, mayor será la posibilidad de agrietamientos. Se puede considerar como óptima una longitud de 6.00 m. de claro cuando hay restricciones por la continuidad del acero en las juntas de construcción o en los colados previos. Lo ideal sería colar estos claros uno tras otro con la mínima demora para que el colado se aproxime de lo más posible a una estructura monolítica.

Debe reducirse al mínimo el número de juntas de colado sobre todo cuando se tiene que cortar la cimbra alrededor del acero de refuerzo continuo (se ha comprobado que el costo del cimbrado y el descimbrado de juntas de construcción verticales entre el acero de refuerzo es elevado).

Para elementos estructurales principales, las juntas de colado deben localizarse en aquellos sitios de menores esfuerzos de acuerdo con las consideraciones del proyecto estructural. En elementos no estructurales las juntas de colado deberán localizarse en lugares donde puedan ser disimuladas, o en los cambios de sección, evitando así que sean demasiado visibles en la obra terminada.

1.4.- DISEÑO CONCEPTUAL DE CIMBRAS

El diseño de la cimbra tomará en cuenta los siguientes factores:

- a).- Rapidez y método de colocación del concreto.
- b).- Cargas de construcción, incluyendo carga vertical, horizontal y de impacto.
- c).- Requisitos especiales de la cimbra, necesarios para la construcción de cascarones, placas plegadas, domos, concreto arquitectónico u otros tipos semejantes en elementos.

Las cimbras para elementos presforzados deben diseñarse y construirse de tal manera que permitan al movimiento del elemento sin causarle daños durante la aplicación de la fuerza de preesfuerzo.

La cimbra debe diseñarse teniendo en mente las cargas y presiones laterales y las consideraciones del diseño, cargas del viento, esfuerzos permisibles y otros requerimientos aplicables del reglamento de construcción local.

El proceso de diseño se desarrolla de acuerdo con una evaluación sistemática de lo siguiente:

1.- PERFIL Y CANTIDAD DE LA CIMBRA

Con base a los diversos planos estructurales ___ y particularmente en los cortes que demuestran los diferentes niveles de la obra ___, el diseñador debe establecer el perfil óptimo al cual deben ajustarse los elementos principales de las cimbras que van a montarse. La identificación y delimitación de dicho perfil es una de las principales habilidades que posee un buen diseñador de cimbras. Una vez que se ha tomado una decisión acerca de la unidad básica de la cimbra ___ ya sea un pequeño tablero de tipo modular o un conjunto grande, desmontable o movable por medio de grúas ___, ésta podrá ser usada con pequeñas identificaciones para sucesivas operaciones de colado en toda la obra.

2.- CONSIDERACIONES SOBRE LA MANO DE OBRA

El diseño de un sistema de cimbrado puede verse seriamente afectado por la calidad y disponibilidad de la mano de obra. En efecto, la cimbra debe diseñarse en función de la capacidad y habilidades de la mano de obra aprovechable, pues esto repercute en la selección tanto de materiales como de instalaciones y equipo al momento de decidir la cantidad de cimbra que debe proveerse. El diseñador debe estar seguro de que el sistema funcionará con eficiencia de manera que los requisitos relativos a la exactitud y acabados se logren en la obra. Esto dependerá en gran medida del tipo y calidad de la mano de obra, así como de una esmerada supervisión. Por ejemplo, no tiene objeto tratar de efectuar ajustes extremadamente minuciosos en el sistema si se carece de la persona capaz de ejecutarlos.

3.- INSTALACIONES Y EQUIPOS

Gran parte del diseño de la cimbra depende las instalaciones y equipos de que se disponga en la obra, los cuales deben estudiados por el diseñador con mucha atención pues dichas instalaciones y equipos están relacionados con las exigencias del contrato. Por ejemplo, algunas grúas están calibradas para las cargas principales que deben ser manejadas sobre ciertos radios de giro y pueden, por tanto, no ser las más adecuadas para el manejo de la cimbra y colocación del concreto. Tanto las grúas como sus equipos asociados se utilizan para gran variedad de operaciones y aun cuando normalmente se emplean para las actividades críticas en el programa de la obra, es decir, el cimbrado y colocación del concreto, también pueden necesitarse para la colocación del acero estructural y revestimientos prefabricados de otro tipo mientras se ejecutan dichas operaciones de cimbrado y colado. De común acuerdo con el ingeniero de planeación, el diseñador debe entonces programar los honorarios de demanda de la grúa, coordinando que las operaciones críticas de manejo de las cimbras se alternen con las otras actividades de izamiento de materiales.

4.- SELECCIÓN DE MATERIALES

Es responsabilidad del diseñador investigar y sopesar los factores que gobiernan a cada material para escoger los que mejor satisfagan las especificaciones respecto a exactitud y acabados. La selección de los materiales para forros y revestimientos, al igual que sus refuerzos complementarios, determina en alto grado el comportamiento de la cimbra. Sin embargo, es indispensable dedicar la misma atención a los requisitos del sistema de soporte.

5.- EQUIPOS AUXILIARES

Existen algunos proveedores que suministran el equipo auxiliar requerido en la industria de la construcción, por ejemplo, vibradores internos, llanas para vibración, equipo para tratamiento al vacío del concreto recién colado, productos para acelerar el fraguado, etc. El diseñador debe estar siempre enterado de la aparición en el mercado de cualquier equipo nuevo, mantenerse en contacto con los representantes técnicos o al menos recibir información escrita acerca de los equipos que podrían ser de utilidad en algún trabajo futuro.

Una forma muy simple y eficaz para iniciar el diseño de una cimbra es plantear cuales son los elementos que se necesitan para resistir desde el proceso de construcción hasta que el concreto colado haya alcanzado suficiente resistencia para soportar su peso propio.

Es importante en este nivel no perderse en calcular las dimensiones de las secciones que se necesitan, sino solamente concentrarse en el tipo de elementos que se requieren y proponer cual es la posición preliminar.

En esta sección se propondrá un arreglo preliminar de la cimbra, inclusive, podrá estimarse un costo aproximado con base en esta primera propuesta. Algunas personas, con base en su experiencia, llegan a proponer en esta etapa dimensiones de elementos muy semejantes a los que resultan del diseño final de la cimbra. De hecho, algunos obreros experimentados construyen cimbras con sólo un razonamiento conceptual.

1.- ESTABILIDAD DE LA CIMBRA COMO UNA ESTRUCTURA GLOBAL AISLADA.

Es necesario visualizar a la cimbra en conjunto como una estructura aislada que requiere soportar una carga y transmitirla hacia sus apoyos. Con esta visión deberán definirse todas las cargas actuantes en la cimbra y distinguir cuales son sus apoyos y la naturaleza de ellos.

2.- SOPORTE DE LA ESTRUCTURA CON CARGAS GRAVITACIONALES

Deberá visualizarse cuales serán los elementos encargados de transmitir las cargas gravitacionales hacia los apoyos :

APOYO DIRECTO EN EL SUELO.- Si la cimbra apoyará directamente en el suelo, deberán prepararse dispositivos de apoyo de la cimbra como son los arrastres, o bien preparar algún refuerzo o consolidación al suelo para que sea capaz de resistir las cargas sin hundirse ni deformarse.

APOYO SOBRE FIRMES DE PISO.- Por lo general los firmes de piso de concreto son delgados y no son capaces de resistir cargas concentradas provenientes de la cimbra, por lo que es necesario colocar arrastres para evitar dañar el firme.

APOYO SOBRE LOSAS DE ENTREPISO.- Es importante verificar que el sistema de piso (es decir, el arreglo de vigas y losas, por ejemplo) tenga la resistencia y la rigidez adecuada para soportar las cargas de la cimbra y su peso propio durante el colado. Si el edificio es de varios pisos es muy importante verificar que en el proceso de obra la losa que servirá de apoyo tenga la madurez suficiente para haber alcanzado la resistencia adecuada para soportar las cargas.

3.- ESTABILIDAD LATERAL DE LA CIMBRA POR EFECTOS DE SISMO O VIENTO.

Deberán proveerse los elementos necesarios de la cimbra para que como una estructura independiente y aislada sea capaz de soportar las cargas laterales. En el caso del viento, por lo general la cimbra representa una superficie expuesta a la acción del viento muy importante. En el caso de sismos, la condición más crítica de la cimbra es el momento de colado puesto que el peso del concreto en estado plástico representa una masa enorme que provoca grandes fuerzas de inercia. Los contraventeos y tensores son elementos muy importantes de la cimbra en este aspecto.

4.- TRAYECTORIA DE TRANSMISION DE LAS CARGAS HACIA LOS ELEMENTOS DE SOPORTES.

Una manera muy clara de visualizar los elementos necesarios para proporcionar estabilidad vertical y lateral a la cimbra será definiendo la trayectoria por donde las cargas se transmiten de un elemento a otro hasta llegar a los apoyos. En el caso de las cargas gravitacionales esta definición de la trayectoria no es muy necesaria puesto que al estructurar la cimbra se está realizando esta actividad, sin embargo, para estabilidad lateral de la cimbra es indispensable definir la trayectoria desde donde se generen las fuerzas laterales, por cuales elementos pueden ser transmitidas hasta cuales serán los apoyos que tienen la resistencia adecuada para resistirlas.

5.- ELEMENTOS QUE PROPORCIONAN RESISTENCIA Y RIGIDEZ

a).- Contraventeos.- Son elementos que trabajan en conjunto formando un sistema de armaduras generalmente formando triángulos con sus miembros. Comúnmente se utilizan elementos de madera o de acero con capacidad de carga axial moderada.

b).- Tensores.- Son elementos comúnmente de acero con muy alta capacidad en tensión como alambres, cable, varillas, alambazón, etc.

c).- Puntales inclinados.- Son elementos con alta capacidad de carga axial pero se colocan haciendo triangulaciones con el resto de los elementos de la cimbra para conseguir gran rigidez lateral.

d).- Otros.- Se pueden utilizar gran variedad de combinaciones de materiales o elementos, o incluso estructuras existentes para conseguir rigidez lateral.

6.- DISEÑO DE LOS ELEMENTOS INDIVIDUALES DE LA CIMBRA.

Una vez que se ha hecho una propuesta de estructuración preliminar de la cimbra, se procederá a calcular con criterios de resistencia de materiales las dimensiones de los diferentes elementos propuestos. En esta etapa se requiere evaluar con precisión para cada elemento de la cimbra las cargas y los esfuerzos producidos por ellas para determinar en consecuencia las dimensiones que ofrecen la resistencia adecuada.

En este proceso deben adoptarse los criterios de diseño en cuanto a seguridad estructural establecidos en los códigos aplicables a la localidad y de acuerdo con los materiales que sean utilizados.

CAPITULO 2

PUBLICACIÓN ACI-347

“GUIA DE CIMBRAS PARA CONCRETO”

CAPITULO 2

PUBLICACION ACI-347 "GUIA DE CIMBRAS PARA CONCRETO"

Con anterioridad a la formación del comité 347 del ACI (formalmente comité ACI-622), en 1955, se había registrado un incremento en el uso del concreto reforzado en construcciones de gran tamaño, estructuras de múltiples niveles y cada vez se hacían construcciones con mayor número de pisos.

La necesidad de un estándar referente a las cimbras, se hizo evidente, así como es clara la necesidad de tener un mayor conocimiento respecto al comportamiento de las mismas, dado el creciente número de fallas que en ocasiones resultaron en pérdida de vidas. El primer reporte del comité, basado en una serie de prácticas comunes en los Estados Unidos y Canadá, se publicó en el ACI Journal en junio de 1957. El segundo reporte del comité se publicó en el ACI Journal de agosto de 1958. Este segundo reporte consistió fundamentalmente en una profunda revisión de las pruebas llevadas a cabo, y contó con el diseño de las fórmulas actualmente en uso destinadas a determinar la presión lateral contra las cimbras verticales. El principal resultado de este estudio y reporte fue el desarrollo de una fórmula básica que establecía las presiones sobre la cimbra que debían utilizarse en la cimbra vertical.

El primer estándar (ACI 347-63) se adoptó en la reunión de otoño del ACI y se ratificó mediante cartas en 1963. Las revisiones subsecuentes fueron en el ACI 347-68 y el 347-78.

Esta guía es una revisión del ACI 347-78 presentada como un reporte de comité debido a los cambios en la política del ACI respecto al estilo y formato de los estándares.

La principal contribución del comité ha sido el patrocinio y revisión del Formwork for Concrete de M. K. Hurd, publicado por primera vez en 1963. Este es el trabajo más amplio y más utilizado respecto a esta materia.

Esta Guía abarca :

- a).- Información a incluirse en los planos del contrato y en las especificaciones del mismo.
- b).- Criterios de diseño para las cargas horizontales y verticales en las cimbras.

- c).- Consideraciones referentes al diseño, incluyendo factores de seguridad que deben usarse para determinar las capacidades de los accesorios de la cimbra.
- d).- Preparación de los planos de la cimbra.
- e).- Construcción y uso de las cimbras, incluyendo aspectos de seguridad.
- f).- Materiales para la cimbra.
- g).- Cimbra para estructuras especiales.
- h).- Cimbras para métodos de construcción especiales.

2.1.- CONCEPTOS PRELIMINARES

La ejecución, el diseño y la construcción de la cimbra deben ser responsabilidad del contratista, como un aspecto fundamental a fin de lograr economía y seguridad en las cimbras para concreto.

El ingeniero / arquitecto o la supervisión pueden bajo ciertas circunstancias desear revisar y/o aprobar la cimbra incluyendo los planos y cálculos.

2.1.1- DEFINICIONES

CIMBRA.- Es una estructura temporal o molde para soportar el concreto mientras se coloca y transcurre el tiempo para lograr la resistencia suficiente para sostenerse así mismo.

PUNTALES POSTERIORES.- Puntales colocados firmemente bajo una losa de concreto o de un elemento estructural después de que la cimbra y los puntales originales han sido retirados de un área pequeña sin permitir que la losa o el elemento estructural se flexione o soporte su propio peso o las cargas de construcción.

CENTRADORES.- Soportes temporales especiales que se usan en la construcción de arcos, estructuras y estructuras especiales donde el soporte temporal completo está más bajo (desalineado o descentrado) como una unidad a fin de evitar inducción de tensiones perjudiciales en cualquier parte de la estructura.

REFUERZOS DIAGONALES.- Elementos de cimbra suplementarios para resistir las cargas laterales.

2.1.2- FORMAS DE OBTENER ECONOMIA EN LA CIMBRA

El costo de la cimbra para una obra de concreto, puede representar entre el 35 y 60 por ciento del costo total por concepto de concreto, por lo que el diseño y construcción de cimbras demanda buen juicio y una adecuada planeación, que garanticen economía y seguridad.

El contratista al preparar los planos de cimbra, puede tener una amplia visión de los problemas que pueden surgir, y, de este modo, hacer las correcciones necesarias. Los planos de trabajo deben permitir que los trabajadores en la obra tengan una imagen clara de lo que se requiere y cómo lograrlo.

A continuación se enlistan ejemplos para obtener economía en la cimbra.

- 1.- Simplificando la cimbra y permitiendo una reutilización máxima, las dimensiones de los pilares, columnas y vigas deben ser múltiplos estándar, y el número de tamaños debe reducirse lo más posible.
- 2.- Cuando las columnas interiores sean del mismo ancho o menores que las vigas que soportan, la cimbra de las columnas es simplemente una caja cuadrada o rectangular sin cortes, y la cimbra de la losa no tiene que cortarse en cada esquina de la columna.
- 3.- Cuando todas las vigas sean de un mismo peralte (tanto las vigas que se unen entre sí, como las vigas que se unen en las columnas), la estructura de soporte para las cimbras de las vigas puede hacerse en una plataforma nivelada soportada sobre puntales.
- 4.- Si los tamaños disponibles de maderas para construcción, como el triplay y los componentes de cimbra prefabricados se consideran, después de determinar los tamaños de los elementos estructurales, se ahorrará tiempo de trabajo en cortes, mediciones y nivelaciones cuando los anchos y espesores sean iguales. Para las vigas y trabes.
- 5.- Cuando se utilicen sistemas prefabricados comerciales de cimbra, por ejemplo los sistemas de largueros en una o dos direcciones ; si es posible, el diseño debe basarse en el uso de un peralte estándar.
- 6.- El diseño estructural se debe preparar simultáneamente con el diseño arquitectónico a fin de coordinar mejor las dimensiones. Los tamaños de los cuartos pueden variar unos pocos centímetros (cm), a fin de acomodar el diseño estructural.
- 7.- Los empotramientos o elementos abrazados a través de la estructura de concreto se deben diseñar a fin de eliminar las perforaciones hechas al azar en la superficie de la cimbra.

2.1.3- DOCUMENTOS DEL CONTRATO O DOCUMENTOS DEL DISEÑO

(DDD)

Por contrato, el diseño y construcción de la cimbra deben ser responsabilidad del contratista para darle libertad de producir una estructura económica y segura. Algunos códigos definen responsabilidades a la supervisión para diseñar, revisar o aprobar las cimbras.

Si el diseño particular o los acabados que se desean requieren de una atención especial, se deben especificar en el contrato los materiales de la cimbra así como los detalles necesarios para lograr tal objetivo. Si no se especifican los materiales o accesorios específicos, el contratista puede elegir cualquier material que satisfaga los requerimientos del contrato.

En el caso de las estructuras especiales o inusuales, la siguiente información debe aparecer en los documentos del contrato :

- a).- Quién diseño la cimbra.

b).- Quién, cuando y cuales son las características de la cimbra que supervisaron.

c).- Que revisiones o aprobaciones se requieren

- 1.- Para los planos de la cimbra.
- 2.- Para las cimbras antes y durante el colado del concreto.
- 3.- Quien hará tales aprobaciones y revisiones.

Los planos del contrato deben incluir toda la información necesaria para que el contratista pueda diseñar y preparar la cimbra como son :

- 1.- Número, lugar y detalles de todas las juntas de la construcción, juntas de contracción y juntas de expansión que se requerirán para ese trabajo en específico o partes del mismo.
- 2.- Secuencia de la colocación del concreto, si este es un factor crítico.
- 3.- La carga útil y el peso muerto para el cual esté diseñada la estructura y cualquier reducción de la carga útil que se realiza. Este es un requerimiento del Reglamento ACI 318.
- 4.- Soportes intermedios dejados en el lugar bajo las cimbras, tales como los soportes de metal usados para las cimbras y cimbras permanentes de otros materiales ; soportes y/o refuerzos requeridos por el diseño estructural para una acción compuesta ; así como cualquier otro soporte especial.
- 5.- La localización y orden de montaje y descimbrado de los puntales en la construcción compuesta.
- 6.- Provisiones esenciales para la cimbra con métodos de construcción especiales como placas plegadas y cascarones. La forma básica de tales estructuras así como la deflexión necesaria, deben señalarse con el detalle suficiente a fin de permitir que el contratista construya las cimbras. La deflexión se debe estipular por medio de mediciones después de la instalación inicial y antes de retirar los puntales.
- 7.- Requerimientos especiales para elementos de **concreto postensado**. El efecto de transferencia de cargas durante el tensado de los elementos postensados puede resultar un elemento crítico, y el contratista debe de estar al tanto de las provisiones especiales que deben hacerse en la cimbra.
- 8.- Cantidad de contraflecha necesaria para losas u otros elementos estructurales a fin de compensar la deflexión de la estructura. Las mediciones de la contraflecha que se obtengan deben de hacerse a nivel de las partes bajas después de la instalación inicial y antes de remover los soportes de las cimbras.
- 9.- Los lugares en donde se requieren chaflanes (biseles) en la parte baja de las vigas o en las esquinas de las columnas o donde no son necesarios.
- 10.- Requerimientos para inserciones, retenedores de agua, marcos interconstruídos para aberturas y hoyos a través del concreto, requerimientos similares en donde se vaya a unir otro trabajo, aquello que esté soportado o pase a través de las cimbras.
- 11.- Aquellos lugares en los cuales las características arquitectónicas, los elementos empotrados, o el trabajo de otros contratistas pudiera cambiar la posición de los elementos estructurales, por ejemplo, vigas en una o dos direcciones, tales cambios deben ser coordinados por el ingeniero.

12.- Localizaciones y detalles del concreto arquitectónico. Cuando los detalles arquitectónicos van a ser unidos al concreto estructural, deben indicarse o referirse en los planos estructurales, dado que pueden tener un papel clave en el diseño estructural de las cimbras.

2.2.- DISEÑO

2.2.1- DATOS GENERALES

2.2.1.1.- PLANEACION

- ** Cualquier cimbra independientemente de su tamaño se debe planear totalmente antes de fabricarse.
- ** Debe hacerse un análisis y diseño de todas las cimbras debiendo investigar la estabilidad y el pandeo como aspectos más importantes en todos los casos.

2.2.1.2.- METODOS DE DISEÑO.

- ** Se utilizan las normas de diseño según el material seleccionado.
- ** Cuando se utiliza a la estructura de concreto como parte del sistema de soporte de las cimbras, como es el caso de edificios de varios pisos, es importante que el diseñador de la cimbra verifique que la estructura ha sido adecuadamente diseñada para soportar dichas cargas.

2.2.1.3.-OBJETIVOS BASICOS.

- ** La cimbra se debe diseñar de modo que las losas de concreto y otros elementos tengan los tamaños, formas, alineamientos y posiciones correctas dentro de las tolerancias establecidas.
- ** La cimbra debe diseñarse para soportar en forma segura las cargas verticales y laterales que pueden producirse desde la colocación de la cimbra hasta el momento en que estas cargas puedan ser soportadas por la estructura.
- ** Las cargas verticales y laterales deben transferirse al terreno por medio del sistema de cimbra, por medio de la misma construcción o por algunos de sus elementos que tengan la resistencia adecuada para hacerlo.

2.2.1.4.-DEFICIENCIAS DEL DISEÑO

Algunas de las deficiencias más comunes en el diseño de cimbras, mismas que podrían ocasionar fallas, son :

- ** Falta de consideración en el diseño respecto a fuerzas o pesos como viento, carretillas, equipo de instalación y almacenaje temporal de materiales.
- ** Apuntalamiento inadecuado.
- ** Apuntalamiento sobreesforzado.
- ** Medidas inadecuadas con el fin de prevenir la rotación de las cimbras de las vigas de borde.
- ** Anclaje inadecuado contra la subpresión debido a que las caras de la cimbra están inclinadas.

- ** Capacidad de carga excéntrica insuficiente debido a la secuencia de colocación.
- ** Errores al calcular la capacidad del refuerzo en los elementos en contacto con puntales.
- ** Errores al proporcionar los refuerzos laterales adecuados, o fallas en la continuidad de puntales unidos o apuntalamiento.
- ** Errores al determinar la relación de esbeltez de los elementos en compresión.
- ** Provisiones inadecuadas respecto a los amarres de esquina de las cimbras en cantiliver.
- ** Errores al calcular las cargas impuestas a los anclajes durante el cerramiento al alinear las cimbras.

2.2.1.5.-PLANOS Y CALCULOS DE LA CIMBRA

Antes de construir cimbras, el contratista si se requiere, remitirá los planos y/o cálculos del diseño de las cimbras propuestas, a fin de que el ingeniero los revise y, en su caso, los apruebe. Si tales planos no están hechos de acuerdo con los documentos del contrato, como fueron determinados por el ingeniero, el contratista deberá señalar todos los cambios que se requieren antes de iniciar la construcción de la cimbra.

Los principales valores y condiciones de carga de diseño deben aparecer en los planos de la cimbra. Estos deben asumir los valores de la carga viva, la resistencia a la compresión del concreto en la remoción de la cimbra, la rapidez de instalación, la temperatura, altura y caída del concreto, el peso del equipo móvil que pueda operarse en la cimbra, la presión en las cimentaciones ; los esfuerzos de diseño, los diagramas de combadura, así como otra información pertinente, si es necesaria.

Además de especificar los tipos de materiales, tamaños, largos y detalles de conexión, los planos de la cimbra deben proporcionar información adecuada respecto a detalles como :

- a).- Procedimientos, secuencias y criterios de remoción de la cimbra, puntales y apuntalamiento.
- b).- Deben de señalarse tolerancias de diseño para cargas de construcción en losas nuevas cuando tales cargas afecten el desarrollo de los esquemas de puntales y apuntalamientos.
- c).- Juntas de construcción, juntas de contracción y juntas de expansión, a fin de que adecúen a los planos de diseño (ACI 318).
- d).- Secuencias de la colocación del concreto y el tiempo mínimo entre cada colocación de concreto.
- e).- Tiras de chaflanes o tiras para esquinas expuestas y juntas de construcción.
- f).- Deflexión.
- g).- Arrastres u otro tipo de cuña para cimbra.
- h).- Previsiones especiales respecto a seguridad, incendio, drenajes y protección contra el hielo, escombros o agua.
- i).- Revestimientos de la cimbra.
- j).- Notas para aquella persona que instale la cimbra mostrando el tamaño y localización de conductos y tuberías que atraviesen el concreto de acuerdo con el ACI 318 (sección 6.3).
- k).- Aberturas temporales o aditamentos de fijación para grúas, elevadores u otros equipos para manejos de materiales.

2.2.2- CARGAS

2.2.2.1.- CARGAS VERTICALES

Las cargas verticales consisten en el peso muerto y la carga viva.

Peso muerto = peso de la cimbra + peso del concreto fresco + peso del acero de refuerzo.

Carga viva = peso de los trabajadores + equipo + material almacenado + impacto + andadores.

En construcciones de varios pisos las cargas verticales para puntales y apuntalamientos deben incluir todas las cargas que se transmitan desde los pisos superiores.

CARGAS VERTICALES MINIMAS EN APUNTALAMIENTOS (en proyección horizontal)	
Carga viva	244.00 kg/m ²
Carga viva con carretillas motorizadas	366.00 kg/m ²
Carga de diseño (viva + muerta combinadas)	488.00 kg/m ²
Carga de diseño (viva + muerta combinadas) con carretillas motorizadas	610.00 kg/m ²

2.2.2.2.- PRESION LATERAL DEL CONCRETO

La cimbra debe diseñarse para resistir la presión lateral del concreto en estado fluido (a menos que satisfagan las condiciones 2.2.2.2.1. o 2.2.2.2.2.).

$$p = w h \quad (2.1)$$

p = presión lateral, psf ;

w = peso unitario del concreto fresco, pcf

h = profundidad del fluido o del concreto, ft.

Psf.- Pounds-force per square foot (libras-fuerza por pie cuadrado (lb/ft²)).

Pcf.- pounds-mass per cubic foot (libras-masa por pie cúbico (lb/ft³)).

Ft.- foot (pie).

La conversión de la ecuación (2.1.) al sistema métrico es como sigue :

$$P_u = 0.24 h \text{ si} \quad (2.1.1)$$

P_u = presión lateral, kgf/cm^2

h si = altura del concreto fresco encima del punto considerado, m.

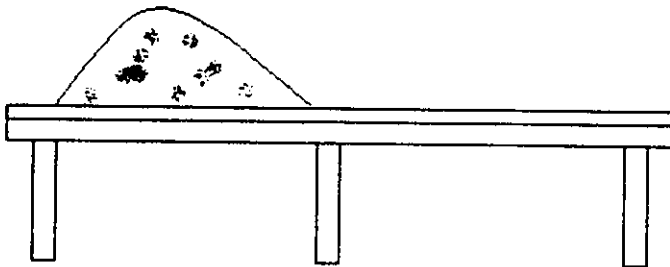


Figura 2.1. Alternancia de cargas. Cuando las formas son continuas, el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en el otro.

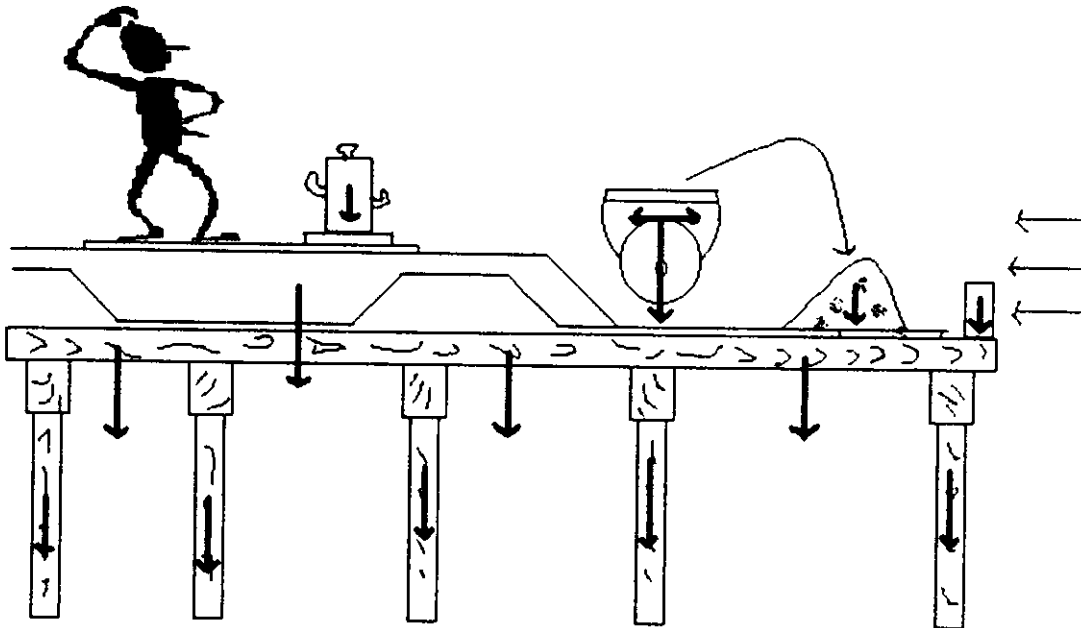


Figura 2.2 Cargas y presiones sobre una cimbra

Para columnas u otros elementos que puedan llenarse rápidamente antes de que el concreto se endurezca, la h debe considerarse como la altura total de la cimbra, o la distancia entre las juntas de la construcción cuando se vaya a hacer mas de un colado de concreto.

2.2.2.2.1.- Para concreto hecho con cemento tipo 1 que pese 150 pcf (2400 kg/m³), que no contengan puzolana u otras mezclas, que tengan un revenimiento de 10 cm. o menos y una vibración interna normal a una profundidad de 1.20 m o menos, la presión lateral puede definirse en función de la velocidad de colocación del concreto (R) en pies por hora y la temperatura del concreto en la cimbra (T) en grados Fahrenheit.

PARA COLUMNAS

$$p = 150 + 9000 R/T \quad (2.2)$$

con un máximo de 3000 psf (14645 kg/m²) y un mínimo de 600 psf (2929 kg/cm²) pero en ningún caso mayor a 150 h

Su equivalente métrico es :

$$P_u = 0.073 + 8 R \text{ si} / (T_c + 17.8) \quad (2.2.1)$$

Para muros con velocidad de colocación menores a 2.1 m/hr

$$p = 150 + 9000 R/T \quad (2.2a)$$

con un máximo de 9760 kg/m² y un mínimo de 2929 kg/m² pero en ningún caso mayor a 150 h.

Su equivalente métrico es :

$$P_u = 0.073 + 8 R \text{ si} / (T_c + 17.8) \quad (2.2.a.1)$$

Para muros con una velocidad de colocación de 2.1 a 3.0 m/hr.

$$p = 150 + 43400 / T + 2800.R / T \quad (2.3)$$

con un máximo de 9760 kg/m² y un mínimo de 2929 kg/m², pero en ningún caso mayor a 150 h.

Su equivalente métrico es :

$$P_u = 0.073 + 11.78 / (T_c + 17.8) + 2.49 R \text{ si} / (T_c + 17.8) \quad (2.3.1)$$

R si = velocidad de colocación, m/hr.

Tc = temperatura del concreto en la cimbra, °C.

2.2.2.2.2.- Alternativamente puede utilizarse un método basado en datos experimentales apropiados a fin de determinar la presión lateral utilizada para el diseño de la cimbra.

2.2.2.2.3.- Si el concreto se bombea desde la base de la cimbra, ésta debe diseñarse para una presión hidrostática total de concreto $w h$ más una tolerancia mínima del 25% para la presión de bombeo. En ciertas ocasiones las presiones pueden ser tan altas como la presión de la cara del pistón de la bomba.

2.2.2.2.4.- Debe ponerse especial precaución cuando se use vibración externa o concreto fabricado con compensadores de la contracción o cementos expansivos. Podrían ocurrir presiones en exceso a equivalente hidrostático.

2.2.2.3.- CARGAS HORIZONTALES

Los reforzamientos y puntales deben diseñarse par resistir las cargas horizontales producidas por :

- ** *Sismos*
- ** *Viento*
- ** *Tensión de cables*
- ** *Soportes inclinados*
- ** *Descarga del concreto*
- ** *Impacto de maquinaria*

Para la construcción de edificios, el valor supuesto de las cargas de viento, descarga del concreto e impacto de equipos trabajando en cualquier dirección no deberá ser menor a 149 kg/m lineal desde el borde del suelo o 2% del peso muerto total en la cimbra, distribuido como carga uniforme desde el borde de la losa. De ambos el que resulte mayor.

Los apuntalamientos en las cimbras de muros deben diseñarse a fin de que satisfagan los requerimientos mínimos para cargas del viento establecidos por código de construcción local. Para cimbras de muros expuestas al medio ambiente, las cargas mínimas que el diseño pueda soportar no deben ser menores a 73 kg/m². Los apuntalamientos para cimbras de muros deben diseñarse para una carga horizontal mínima de 148 kg/m lineal de muro aplicada en la parte mas alta.

2.2.2.4.- CARGAS ESPECIALES

La cimbra debe diseñarse para cualquier tipo de condiciones especiales de construcción que pudieran ocurrir, como :

- ** *Colocación no simétrica del concreto.*
- ** *Impacto de la máquina que coloca el concreto.*
- ** *Cargas concentradas del acero de refuerzo.*
- ** *Cargas debidas al manejo de cimbras.*
- ** *Almacenamiento de materiales de construcción.*

No debe permitirse la imposición de cualquier carga de construcción en la estructura parcialmente completa, excepto si se indica en los planos de cimbra o con la aprobación del ingeniero/arquitecto.

2.2.3.- ESFUERZOS UNITARIOS

** Los esfuerzos unitarios serán los correspondientes a cada uno de los materiales que se utilicen de acuerdo con los códigos respectivos.

** Cuando usen cimbra, andamios o puntales prefabricados deberán seguirse las recomendaciones del fabricante en cuanto a cargas permisibles.

** Para materiales de cimbra de reutilización deben usarse valores menores.

Donde haya una gran reutilización de los materiales o donde la cimbra se haga con materiales como aluminio o magnesio se recomienda que la cimbra se diseñe como una estructura permanente para sostener cargas permanentes.

2.2.4.- FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS EN LOS ACCESORIOS *

ACCESORIO	FACTOR DE SEGURIDAD	TIPO DE CONSTRUCCION
Tirante o separador de cimbra	2	Todo uso
Anclaje de cimbra	2	Cimbra que soporte el peso de sí misma y sólo las presiones del concreto
	3	Cimbra que soporte el peso de otras cimbras, el concreto, la carga viva y el impacto.
Sujetadores de cimbra	2	Todo uso
Insertos de anclaje usados como tirante	2	Paneles de concreto prefabricado cuando se usan como cimbra

* Los factores de seguridad se basan en la resistencia última del accesorio.

Para seleccionar estos accesorios, el diseñador de la cimbra debe tener la certeza de que los materiales seleccionados satisfacen los requisitos mínimos de resistencia y seguridad.

2.2.5.- PUNTALES

Los puntales son elementos de soporte vertical u horizontal diseñados para sostener el peso de la cimbra, el concreto y las cargas de construcción que se encuentren por encima.

2.2.5.1.- EMPALMES

Los empalmes no son recomendables, a menos que se fabriquen con las herramientas adecuadas y demuestren estabilidad y resistencia. Si los empalmes se fabrican con triplay o madera de construcción, al igual que cualquier otro elemento estructural, deben de diseñarse a fin de evitar que se pandeen o flexionen.

2.2.5.2.- ESTRUCTURAS MULTINIVELES

Antes de la construcción debe planearse la forma de colocación de los puntales y cómo serán transmitidas las cargas a la estructura. La capacidad de la estructura para soportar estas cargas deberá ser revisada y aprobada por la supervisión.

Los puntales y apuntalamientos deben diseñarse a fin de que puedan soportar todas las cargas que se les transmitan. Debe utilizarse un análisis racional cuando se vaya a determinar el número de niveles que se van a apuntalar al inicio y posteriormente, y además deben determinarse las cargas transmitidas a los niveles, puntales y apuntalamiento posterior como resultado de la secuencia de construcción.

Aspectos que deben tomarse en cuenta en el diseño de los puntales :

- a).- Cargas muertas y cargas vivas en losa o elementos estructurales.
- b).- Peso muerto del concreto y la cimbra.
- c).- Cargas vivas de construcción.
- d).- Resistencia del concreto especificado.
- e).- El lapso de tiempo transcurrido entre la colocación de los niveles sucesivos.
- f).- La resistencia del concreto cuando se requiera que soporte las cargas de los puntales superiores.
- g).- Distribución de las cargas entre niveles, puntales y apuntalamientos en el momento de colar el concreto, remover la cimbra, puntales y apuntalamientos posteriores.
- h).- Tiempo mínimo de cimbrado.

2.2.6.- APUNTALADO Y REFUERZOS

El sistema de cimbra debe diseñarse a fin de que transfiera todas las cargas horizontales al piso o a la construcción en su totalidad de modo que la misma sea segura en todas las condiciones.

Los refuerzos diagonales deben incluirse en los planos verticales y horizontales en donde se requiera que resistan cargas laterales y a fin de evitar la inestabilidad de los elementos individuales.

En el diseño pueden utilizarse amarres horizontales a fin de mantener o incrementar la resistencia al pandeo de los puntales, apuntalamiento o puntales posteriores individuales. Los amarres pueden ser en cualquier dirección que permita asegurar la relación de esbeltez l / r para la carga sostenida, en donde l = largo sin soporte y r = radio de giro mínimo. El sistema de refuerzo debe anclarse de modo que se pueda asegurar la estabilidad del sistema en su conjunto.

2.2.7.- CIMIENTOS PARA LA CIMBRA

Debe proporcionarse a la cimbra soporte adecuado para transmitir la carga al suelo. Si el suelo no es capaz de soportar las cargas será necesario estabilizarlo o proporcionar los elementos necesarios de refuerzo. Ningún concreto debe colocarse en la cimbra que se encuentre sobre terrenos congelados.

2.2.8.- INSTALACION

La cimbra debe diseñarse y construirse de modo que puedan hacerse ajustes verticales a fin de compensar las rebajas y ajustes.

CAPITULO 3

DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA

CAPITULO 3

DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA

3.1.- CONSIDERACIONES GENERALES

Como todo producto de un proceso orgánico, la madera es un material complejo y variable. Procede de los árboles cuyas características de resistencia así como su estructura, forma y rapidez de crecimiento son función de las condiciones particulares del clima y del suelo. Su comportamiento ante las distintas y fuerzas a las que puede quedar sometida cuando se utiliza como material estructural depende de su estructura y composición. Estas, a su vez, están íntimamente relacionadas con los procesos de desarrollo y crecimiento de los árboles. Por ello he considerado conveniente iniciar este capítulo con algunas nociones sobre estos aspectos. Posteriormente se describen las propiedades de la madera y algunos factores que influyen en ellas.

La madera es uno de los materiales más valiosos para la construcción. Debido a que se pueden cortar y darle forma fácilmente, la madera ha sido una materia prima muy popular desde hace miles de años ; existen muchas variedades de madera, con diferentes texturas, vetas y colores que son apropiados para un gran número de usos.

La madera como materia prima tiene una ventaja definitiva sobre otros recursos naturales ; los depósitos minerales pueden terminarse después de unos años de explotación, pero los bosques pueden renovarse en un período de tiempo relativamente corto si se planea un programa de reforestación.

3.1.1.- CLASIFICACION DE LA MADERA

Se pueden considerar dos grupos de maderas al clasificarlas en función de su procedencia : *maderas blandas y maderas duras.*

MADERAS BLANDAS.- Proviene de árboles conocidos como *coníferas*, que tienen hojas en forma de agujas y las conservan todo el año, como *el abeto, pino, cedro, pinabeto, etc.* Dichas maderas se utilizan para cimbras, construcción de casas, aislamiento, etc.

MADERAS DURAS.- Proviene de árboles de hoja ancha. Debido a que estos árboles se desprenden de sus hojas en invierno, se conocen como *árboles caducos o árboles de hoja caduca*, como *el roble, nogal, caoba, arce, etc.* Las maderas duras proporcionan mayor resistencia a las construcciones, pero su uso se generaliza más en escaleras, puertas y sobre todo, muebles.

3.1.2.- ESTRUCTURA DE LA MADERA

Las coníferas y los árboles caducos son similares en sustancia pero difieren en su estructura celular. En las coníferas las células son delgadas y porosas ; en consecuencia, la conífera crece más rápidamente y es más grande que el árbol caduco. Los árboles caducos son más gruesos y tienen más compactas las paredes celulares ; esto hace que el árbol sea proporcionalmente más pesado y fuerte que la conífera.

LAS PARTES FUNDAMENTALES DE UN ÁRBOL SON :

Corteza.- La corteza exterior de un árbol lo protege de insectos y lesiones, la corteza interior es impermeable y retiene la savia.

Cambium.- Es una sustancia viscosa que se encuentra entre la corteza interior y la albura. Es donde se efectúa el crecimiento del árbol.

Albura.- Está formada por células vivas que llevan la savia desde las raíces al tronco. Es de color muy claro.

Corazón.- Cuando el árbol se hace viejo. Las capas de albura gradualmente se convierten en el corazón. Las células del corazón están llenas con resinas y gomas que no tienen ninguna función.

Médula.- Es una sustancia suave que se encuentra en el centro del árbol ; cuando éste envejece, las células de alrededor se cierran tanto que a menudo en los árboles maduros ya no se encuentra médula.

Rayos medulares.- Son una serie de células que parten del centro del árbol hacia el exterior del tronco ; distribuyen alimento horizontalmente a través del árbol y mantienen los anillos anuales juntos.

Anillos anuales.- Cada anillo anual tiene dos secciones : madera de primavera y madera de verano. Cada anillo completo representa un año de crecimiento. Todos los anillos son concéntricos.

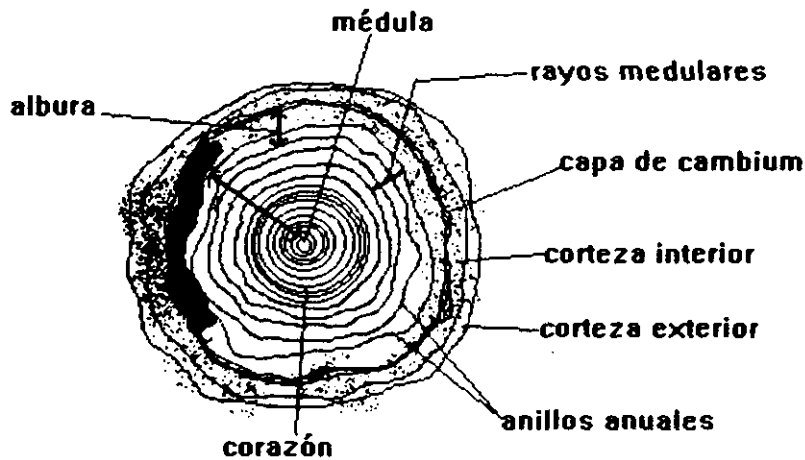


Figura 3.1 Corte transversal de un tronco de árbol

3.1.3.- ASERRADO

Aserrado sencillo.- Cuando a un tronco se le corta por aserrado sencillo, todos los cortes de la sierra son hechos en una sola dirección. Usando este método, se obtiene un aserrado barato debido al poco trabajo que necesita hacerse en el aserradero.

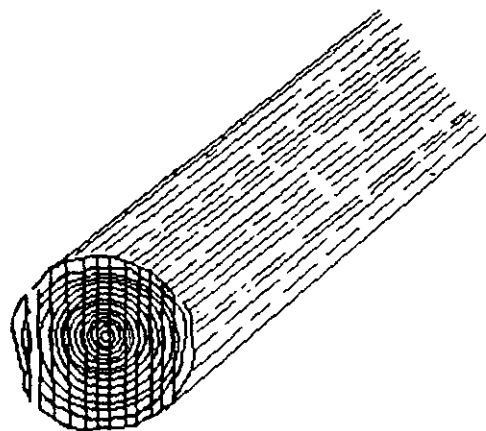


Figura 3.2. Aserrado sencillo

Las tablas que se cortan de la mitad del tronco resultan cortadas a 45° porque los rayos medulares se extienden en ángulo recto con los anillos anuales, formando una veta esquinada. Las tablas más alejadas del centro tendrán una veta plana y se tuercen más fácilmente que las del enmedio. La torcedura se debe a que las células de cada lado de la tabla tienen distinta estructura. Las células del exterior del árbol (*la albura*) contienen más humedad que las células del centro (*corazón*); cuando se seca una tabla aserrada simplemente, el lado del corazón se seca más rápidamente que el lado de la albura, haciendo que la tabla se tuerza.

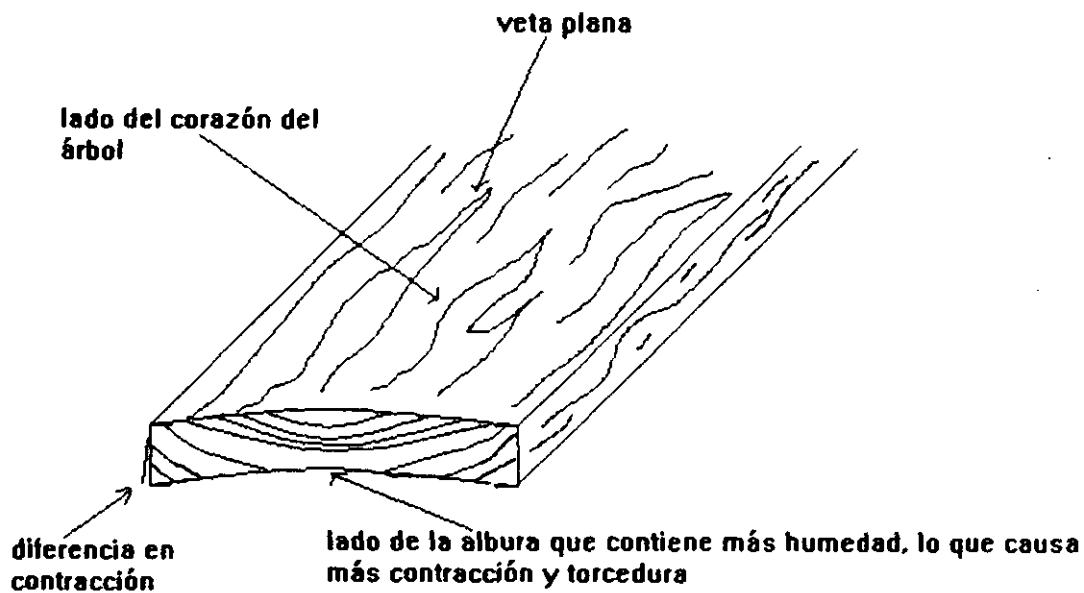


Figura 3.3. Tabla de aserrado simple

Aserrado en cuartos.- Un tronco aserrado en cuartos tiene todos los cortes hechos aproximadamente a 90° de los anillos anuales. Para aserrar el tronco en cuartos se requiere considerablemente más manejo que el sencillo y hay mucho más desperdicio. Por consiguiente, el aserrado es más costoso. Sin embargo, las tablas aserradas en cuartos no se tuercen tanto al secarse como las del aserrado simple porque la formación de las células es casi siempre igual en los dos lados, lo que permite a esta tabla que pierda o absorba igual humedad en los dos lados.

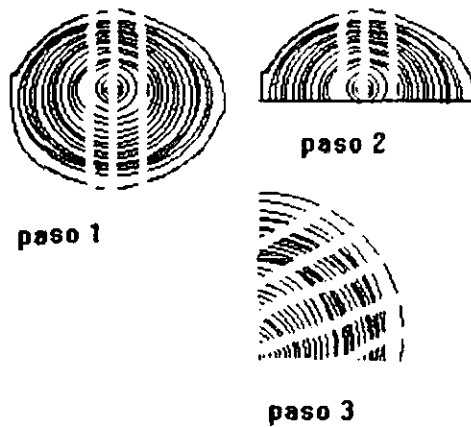


Figura 3.4. Aserrado en cuartos.

Las tablas aserradas en cuartos tienen la orilla de una veta en la superficie de la tabla, mientras que la del aserrado simple tienen un patrón floral (o veta plana). La mayoría de las maderas suaves son aserradas simplemente.

3.1.4.- CURADO O SECADO DE LA MADERA

El curado de la madera aserrada es realmente la reducción de la humedad de la madera hasta el contenido correcto. El contenido correcto de humedad para la madera aserrada curada al aire es del 10 al 15%, la madera aserrada curada en estufa debe contener cerca del 5% de humedad.

Las tablas que van a ser curadas al aire se apilan bien separadas del suelo y en un pequeño ángulo, de tal manera que la lluvia pueda escurrirse ; se deja un pequeño espacio entre sus filas y se separa cada capa con tiras de madera que pueden ser de 1 a 2 pulgadas. Este arreglo permite que el aire circule libremente alrededor de cada tabla.

Para asegurarse de que las tablas estén derechas, es de mayor importancia que las tiras de madera sean de grosor uniforme. El tiempo de secado varía con el grosor y textura de la madera aserrada. El factor clima siempre tiene un papel muy importante en la determinación del tiempo de secado. En condiciones normales, 1 pulgada de madera blanda requiere aproximadamente seis meses de secado al aire libre ; la madera dura tarda mucho más tiempo. Por eso, la madera dura se seca generalmente en hornos. La mayoría de las maderas blandas se secan al aire libre y su uso es generalizado en la construcción.

Un horno es una gran estufa en la cual se seca la madera. El objeto de secado en horno es acelerar el proceso de eliminación de la humedad, requiriéndose de dos a cinco semanas para obtener el secado necesario. Las maderas secadas en horno son generalmente duras y su uso no es común en cimbras, sino que se utilizan en muebles, pisos, etc.

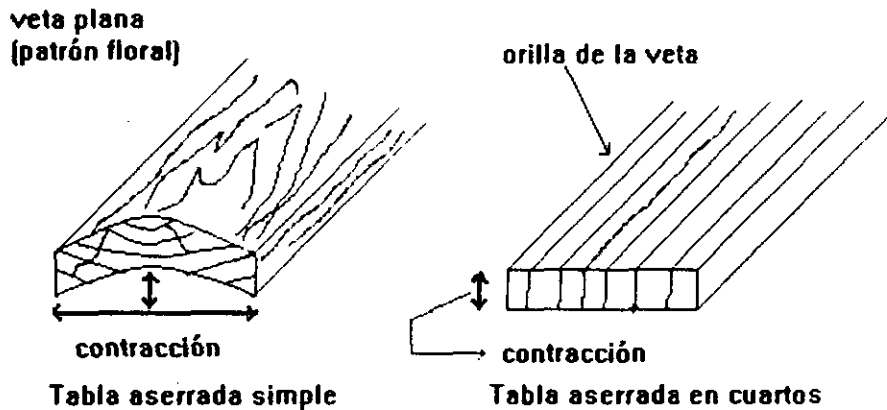


Figura 3.5. Tipos de aserrado

3.1.5.- CLASIFICACION DE LA MADERA BLANDA ASERRADA

La madera blanda se divide en tres grupos : *madera de patio, madera de taller y vigas.*

Madera de patio.- En general, la madera de patio se clasifica como selecta, de primera, de segunda y de tercera, y se utiliza ampliamente en cimbras y en la construcción.

Madera de taller.- Se usa en la fabricación de artículos de madera.

Vigas.- Las vigas refuerzan los sitios donde se tienen mayores cargas, varían en tamaño empezando de 4"x4", como el más usual.

3.1.6.- DEFECTOS DE LA MADERA

Cualquier irregularidad en la madera que afecte a su resistencia o durabilidad es un defecto. A causa de las características generales del material, existen varios defectos inherentes a todas las maderas, que afectan a su resistencia, apariencia y durabilidad. Los defectos más comunes son :

- a).- **Rajadura a través de los anillos**, que es una hendidura o separación longitudinal de la madera que atraviesa los anillos anuales ; generalmente proviene del proceso de curado.
- b).- Se llama **reventadura** entre los anillos a la separación a lo largo del hilo, principalmente entre anillos anuales. Estos dos tipos de defectos reducen la resistencia al *esfuerzo cortante* ; por tanto, los miembros sujetos a *flexión* resultan afectados directamente por su presencia.
- c).- La **putrición** es la desintegración de la sustancia linosa debida al efecto destructor de los hongos. La pudrición se reconoce con facilidad, porque la madera se hace blanda, esponjosa o se desmorona. Generalmente es difícil determinar el alcance de la pudrición ; por tanto, en las maderas de los grados estructurales, no se tolera ninguna forma de pudrición

d).- *Descantillado o gema* es el término que se aplica a la corteza, o ausencia de madera o corteza, en la arista o esquina de un trozo de madera aserrada. La resistencia de un miembro puede resultar afectada por la gema, porque el miembro tiene una área de la sección transversal insuficiente. En las especificaciones, el descantillado puede evitarse con el requisito de que las aristas sean en ángulo recto.

e).- Un *nudo* es la parte de una rama incorporada en el tallo de un árbol. Hay varios tipos y clasificaciones de nudos, y la resistencia de un miembro resulta afectada por el tamaño y posición de los nudos que pueda contener. Las reglas para clasificar en grados la madera estructural son específicas respecto al número y tamaño de los nudos, y se les toma en cuenta, al determinar los esfuerzos de trabajo.

f).- *Las bolsas de resina* son aberturas paralelas a los anillos anuales que contienen resina, ya sea sólida o líquida.

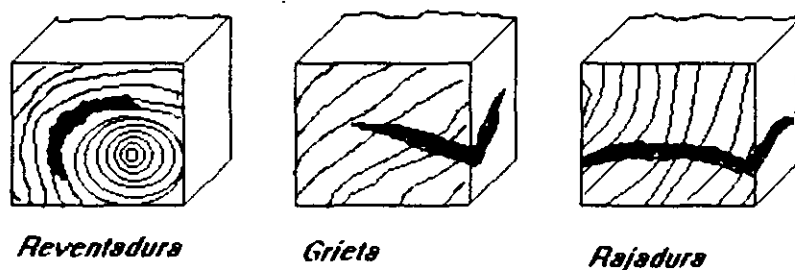


Figura 3.6 Defectos de la madera

3.2.- PROPIEDADES FISICAS

Las propiedades físicas de la madera dependen fundamentalmente de los siguientes factores :

- a).- La cantidad de elemento básico que forma las paredes celulares de la madera.
- b).- La disposición y orientación de los materiales que forman las paredes celulares.
- c).- La composición química del elemento básico, que explica muchas diferencias cuantitativas en el comportamiento de la madera.

3.2.1.- DENSIDAD Y PESO ESPECIFICO

El peso de un cuerpo puede definirse como el producto de su masa por la aceleración de la gravedad en el sitio donde se realiza la medición. Generalmente para identificar las características de un material, suele utilizarse el concepto de *densidad (o peso volumétrico)*, es decir el peso por unidad de volumen. Se obtiene determinando el peso de una muestra del material y dividiéndolo entre su volumen. Generalmente se expresa en ton/m^3 , kg/m^3 o g/cm^3 . También es usual el concepto de *peso específico (o gravedad específica)*. El peso específico puede considerarse como una densidad relativa ya que es la relación entre la densidad del

material y una densidad estándar, generalmente la del agua. Es adimensional. En el sistema métrico el valor numérico de la densidad expresado en g/cm^3 o ton/m^3 , y el peso específico son iguales. Así un material con una densidad de 1.2 g/cm^3 tendrá un peso específico igual a 1.2.

Para la madera el peso específico es de especial interés puesto que es el índice más importante de sus características mecánicas, como podrá apreciarse posteriormente.

Es importante tener en cuenta que para una especie dada los valores de la densidad y, por lo tanto, el peso específico, pueden variar considerablemente según las condiciones en que se realicen las mediciones de peso y volumen. Esto se aprecia considerando el modelo simplificado de la madera que se muestra en la figura 3.7. En este modelo se supone que la madera está integrada por tres componentes : *el material leñoso de que están constituidas las paredes de las células, la humedad y los huecos celulares e intercelulares.*

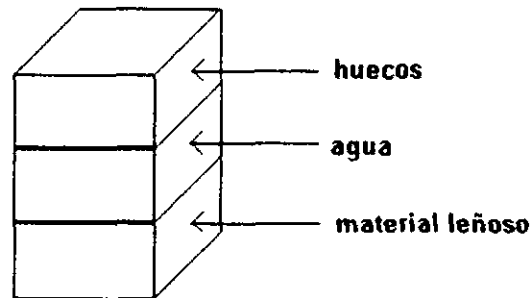


Figura 3.7. Modelo simplificado de la madera para análisis de densidades

El material leñoso tiene un peso específico del orden de 1.5, independientemente de la especie de tal manera que si se comprimieran muestras de maderas distintas completamente secas, eliminando los huecos, sus densidades serían muy parecidas. Sin embargo lo que interesa es la densidad de la madera en sus condiciones reales, sin comprimir. En estas condiciones la densidad varía considerablemente ya que el contenido del material leñoso puede ser muy distinto para especies diferentes. Por otra parte, para una misma especie es diferente el contenido de humedad según que la muestra se encuentre verde, o parcial o totalmente seca. Además, la madera sufre cambios volumétricos de cierta importancia debidos a cambios en el contenido de humedad ; con el secado el volumen disminuye. Aunque también existen, son más significativos los cambios volumétricos debidos a las variaciones de temperatura.

Se concluye de lo anterior que para fines comparativos es necesario definir el contenido de humedad de la muestra al determinar su peso, así como el volumen al que se refiere este peso. Según el criterio seguido los resultados pueden diferir apreciablemente. Una misma muestra de pino chino, por ejemplo, da una densidad de 0.46 g/cm^3 si se refiere a su peso anhidro, es decir, totalmente seco, al volumen verde ; mientras que resulta de 0.525 g/cm^3 , si el peso anhidro se refiere al volumen anhidro. Evidentemente la diferencia se debe a que la madera al secarse al estado anhidro se contrae, reduciéndose su volumen, de manera que el peso anhidro, referido a este volumen menor, da una mayor densidad.

El tomar como densidad y peso específico los calculados a partir del peso anhidro y volumen verde es práctica frecuente. Esto presenta la ventaja de que ambos valores están claramente definidos y son fáciles de determinar. El peso anhidro se obtiene secando las muestras de madera en una estufa hasta que se ha eliminado toda la humedad, lo que sucede cuando el peso de las muestras deja de disminuir. Por otra parte el volumen de la madera permanece constante para contenidos de humedad superiores al 30%, situación en la que se encuentra la madera verde. Para fines científicos es usual utilizar el peso anhidro junto con el volumen anhidro. Para aplicaciones ingenieriles a veces se combinan el peso anhidro con el volumen correspondiente al contenido de humedad en condiciones de uso, que suele tomarse de 12 a 15%. En la figura 3.8 se presenta una gráfica que relaciona pesos específicos determinados a partir de peso anhidro y volúmenes correspondientes a cualquier contenido de humedad entre 0 y 30%. Se aprecia en el ejemplo mostrado en la gráfica que a una madera con un peso específico de 0.55 (peso anhidro y volumen verde) corresponderá un peso específico de aproximadamente de 0.605, si se refiere el peso al volumen cuando se considera un contenido de humedad de 12%.

Para estimar cargas para cálculos estructurales es conveniente utilizar los valores de densidad determinados con los volúmenes correspondientes a las cantidades de humedad en condiciones de uso. Debe advertirse que los pesos específicos dados por los manuales son valores promedio.

En la tabla 3.1 se dan las densidades de algunas maderas mexicanas. Los valores "peso anhidro/volumen verde" se tomaron de la referencia R. Echenique M., "Características de la madera y uso en la construcción", Serie "Maderas de México", Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, México D. F., 1971. Los valores "peso anhidro/volumen 15% de humedad" se obtuvieron utilizando la gráfica de la figura 3.8.

<i>Especie</i>	<i>Nombre común</i>	<i>Densidad en kg/m³</i> <i>Peso anhidro/volumen anhidro</i>	<i>Peso anhidro/volumen 15% de humedad</i>
Pinus lawsoni	pino ortiguillo	510	540
Pinus leiophylla	Pino chino	460	490
Roseodendron-donell-smithii	Primavera	390	410
Ceiba Pentandra	Ceiba	280	290
Abies religiosa	Oyamel	380	400
Swietenia macrophylla	Caoba	400	425

Tabla 3.1 Densidades de algunas maderas mexicanas.

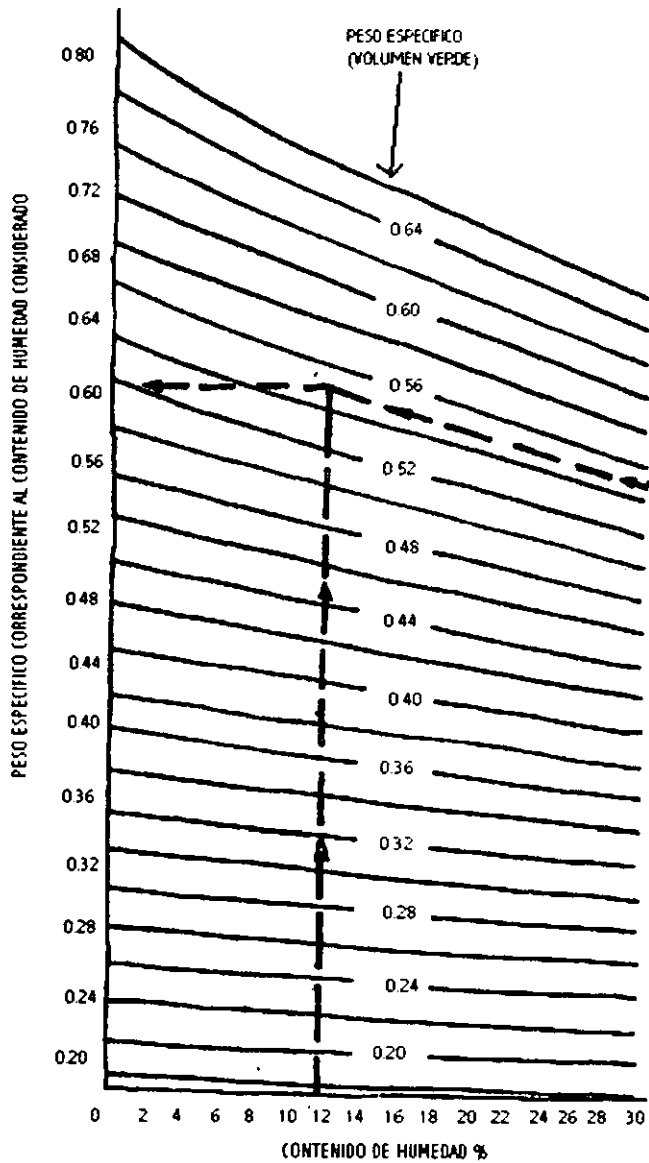


Figura 3.8. Relación entre peso específico y humedad.

Para los efectos de análisis de cargas permanentes, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal da densidades para algunas maderas usuales, distinguiendo entre condición seca y saturada. Reconoce la variabilidad de los valores dando un valor máximo y uno mínimo para cada caso. En la tabla 3.2. se reproducen dichos datos.

Nombre	Condición	Densidad en kg/m ³	Densidad en kg/cm ³
		Máxima	Mínima
Caoba	Seca	650	550
	Saturada	1000	700
Cedro	Seco	550	400
	Saturado	700	500
Oyamel	Seco	400	300
	Saturado	400	300
Encino	Seco	900	800
	Saturado	1000	800
Pino	Seco	650	650
	Saturado	1000	800

Tabla 3.2. Densidades de algunas maderas según el R.D.F.

3.2.2.- CONTENIDO DE HUMEDAD

La madera es un material higroscópico que tiende a absorber o perder agua según la humedad relativa del medio ambiente que la rodea. La variación con el tiempo del contenido de humedad que esto implica es una de los factores que más influye en el comportamiento de la madera. Dos aspectos son particularmente importantes. Por una parte, las propiedades mecánicas varían significativamente con el contenido de humedad. Por otra parte, las variaciones del contenido de humedad producen cambios volumétricos de cierta importancia que pueden ocasionar problemas en algunas aplicaciones estructurales de la madera, además, también influye en la densidad y en la durabilidad : si el contenido es alto, sobre todo cuando es variable, la madera se vuelve susceptible al ataque de hongos que producen podredumbre.

El contenido de humedad (CH) se define como la relación que existe entre el peso del agua que contiene la madera y el peso anhidro de ésta, relación que se expresa en forma de porcentaje.

$$CH = (\text{peso del agua} / \text{peso anhidro de la madera}) \times 100 \quad (3.1)$$

Existen diversos métodos para determinar el CH de la madera. Uno sencillo, aunque tardado, consiste en lo siguiente. Se toma una muestra que se pesa y se coloca inmediatamente en una estufa donde se seca a una temperatura de unos 100 °C hasta que tenga un peso constante. Esto se determina pesando la muestra periódicamente. Una vez seca, se registra el peso correspondiente, es decir, el peso anhidro. El contenido de humedad se calcula con la siguiente expresión.

$$CH = \{(\text{peso inicial} - \text{peso anhidro}) / \text{peso anhidro}\} \times 100 \quad (3.2)$$

El contenido de humedad también puede determinarse por medio de medidores portátiles cuyo funcionamiento se basa en las propiedades eléctricas de la madera : cuanto más seca este la madera mayor es la resistencia al paso de una corriente eléctrica y viceversa. La madera actúa como una resistencia en el circuito eléctrico del medidor. Para formar el circuito se introducen agujas en la madera. Se obtienen resultados de alta precisión cuando se mide la humedad dentro del intervalo de 6 a 25%. Puesto que las propiedades eléctricas de las diferentes especies pueden variar, deben hacerse los ajustes correspondientes de acuerdo con las indicaciones de los manuales de operación de los medidores.

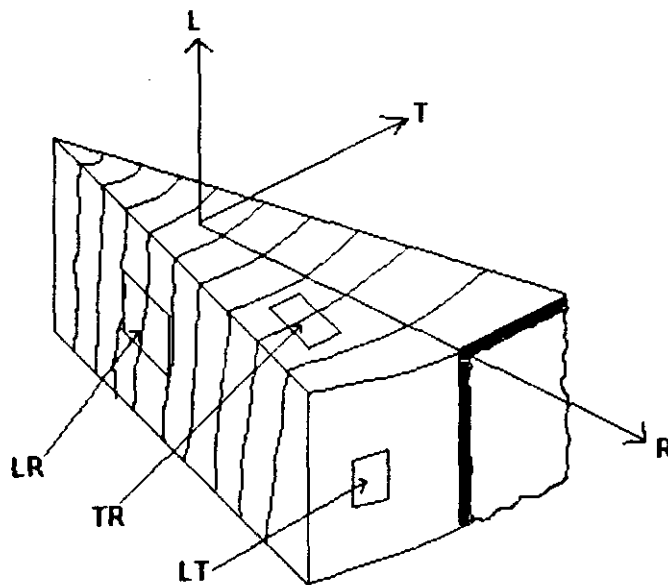
Otras propiedades físicas que no son de vital importancia para aplicaciones ingenieriles son :

- a).- *Propiedades térmicas* (coeficiente de dilatación y conductividad).
- b).- *Propiedades eléctricas*.
- c).- *Propiedades acústicas* (aislamiento y absorción del sonido).

3.3.- PROPIEDADES MECANICAS.

La madera puede idealizarse como un material *ortotrópico* en el que se distinguen tres direcciones mecánicas o estructurales, perpendiculares entre sí, que coinciden con las direcciones longitudinal, radial o tangencial del árbol. (figura 3.9). Por lo tanto, con rigor, sería necesario considerar tres juegos de propiedades mecánicas, uno por cada eje. Sin embargo, las propiedades en los sentidos tangencial y radial no difieren significativamente, de manera que para efectos prácticos de diseño de estructuras de madera por lo general basta distinguir entre propiedades paralelas a las fibras y propiedades perpendiculares a éstas.

Las relaciones esfuerzo-deformación de la madera son muy variables según la especie, el tipo de acción, la forma en que se hace el ensaye o prueba, las características de crecimiento y otros factores. En general, cualquiera que sea el tipo de esfuerzo, la forma de la gráfica esfuerzo-deformación correspondiente es semejante a la que se muestra cualitativamente en la figura 3.10. La primera parte de la gráfica es prácticamente recta, de manera que puede suponerse proporcionalidad lineal entre esfuerzos y deformaciones, como en un material elástico ideal. A partir del límite de proporcionalidad, que suele corresponder a un esfuerzo relativamente alto, las relaciones esfuerzo-deformación dejan de ser lineales.



- L Eje longitudinal, paralelo al eje del árbol.
- T Eje tangencial, perpendicular al eje longitudinal y tangente a los anillos de crecimiento.
- R Eje radial, perpendicular a los ejes longitudinal y tangencial.

Figura 3.9. Ejes estructurales de la madera.

3.3.1.- METODOS DE ENSAYE.

Los procedimientos utilizados para obtener información sobre el comportamiento mecánico y la resistencia de la madera se apoya en dos enfoques básicos. El primer enfoque pretende eliminar la influencia que pueda tener en el comportamiento de la madera la presencia de irregularidades como nudos y rajaduras. Para ello, las pruebas para determinar la resistencia a diversas acciones se realizan sobre probetas pequeñas que no tengan nudos ni rajaduras y con las fibras rectas y paralelas a los lados. Dichas pruebas deben realizarse en condiciones estándar de temperatura, contenido de humedad y duración de la carga. El segundo enfoque consiste en ensayar a escala natural piezas estructurales sometidas a distintas condiciones de carga. Evidentemente este tipo de pruebas proporciona información más completa que la que resulta del ensaye de probetas pequeñas "limpias", puesto que se tiene en cuenta en forma directa la influencia de los defectos e irregularidades propias de la madera en la forma en que ésta se utiliza en aplicaciones estructurales.

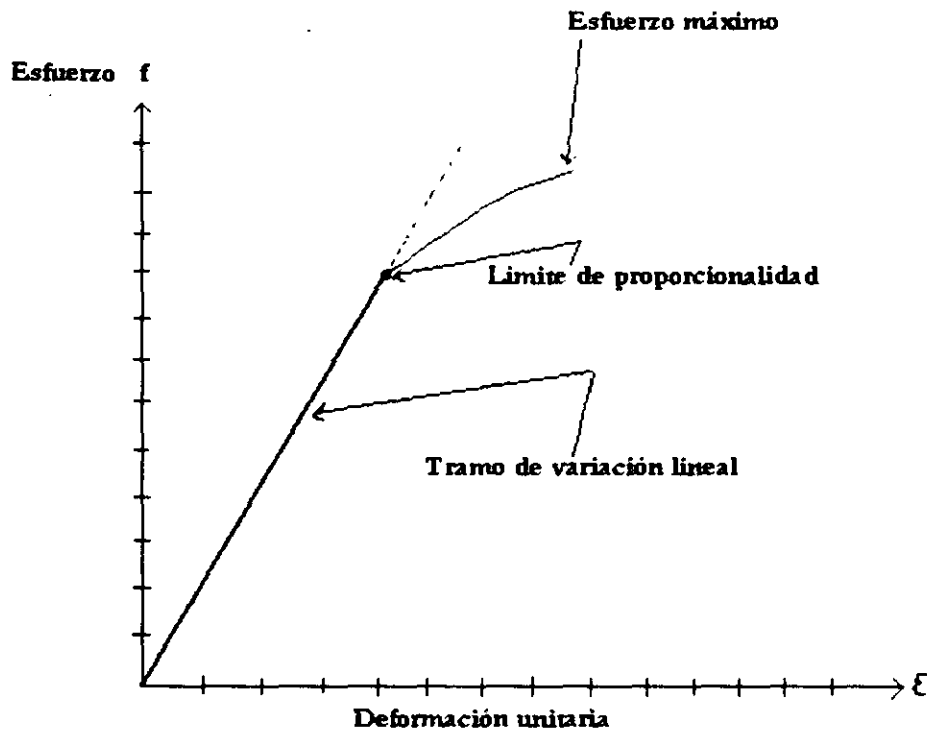


Figura 3.10 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria típico para la madera.

3.3.2.- COMPORTAMIENTO Y CARACTERISTICAS RESISTENTES DE LA MADERA ANTE DIVERSAS ACCIONES MECANICAS

3.3.2.1- COMPORTAMIENTO BAJO TENSION

La máxima resistencia a tensión de la madera se presenta en la dirección paralela a las fibras, es decir, en la dirección en que están orientadas las cadenas de moléculas de celulosa. Suele ser superior que la resistencia a las demás acciones mecánicas. En la figura 3.11 se presenta una gráfica esfuerzo-deformación típica. Se observa que la deformación es proporcional a la carga prácticamente hasta la carga máxima y que el límite de proporcionalidad no está bien definido.

Aunque un poco conservador, como medida de la resistencia a este tipo de acción suele tomarse el módulo de rotura, o sea, el esfuerzo al fallar en la fibra extrema de probetas sometidas a flexión. La resistencia a tensión de la madera es muy sensible a los defectos y a las irregularidades en la orientación de las fibras. Para un contenido de humedad de 12%, las resistencias a tensión paralela a las fibras varían desde unos 300 kg/cm² hasta unos 3000 kg/cm², según la densidad de la especie. En general, la resistencia a

tensión de las coníferas es mayor que la de las latifoliadas. La de pinos mexicanos es del orden de 800 kg/cm^2 .

La resistencia a tensión perpendicular a las fibras es de interés en algunas conexiones a base de pernos. Es aproximadamente cuarenta veces menor que la resistencia paralela a las fibras. Esta diferencia respecto al comportamiento bajo tensión paralela a las fibras se debe a la naturaleza tubular de las células, que las hace muy deformables en la dirección transversal, y a la facilidad con que se despegan las cadenas de moléculas cuando se someten a esfuerzos transversales.

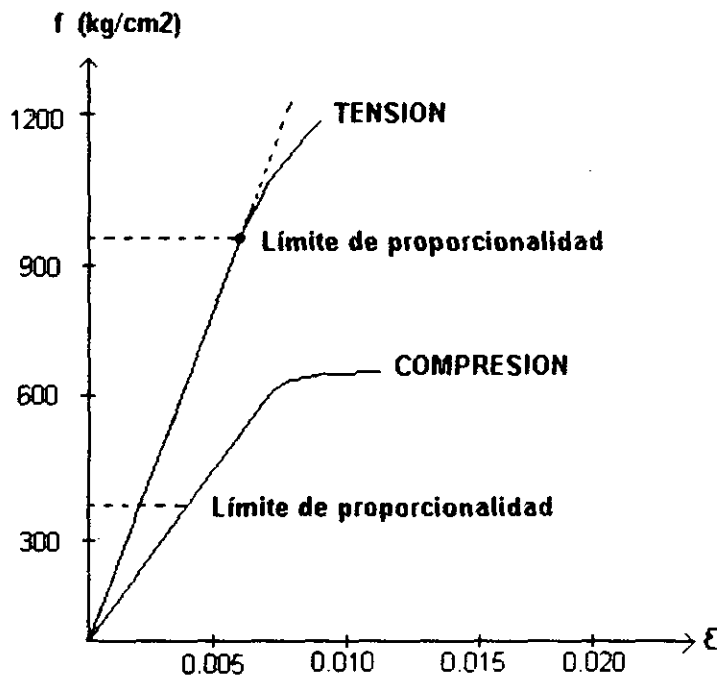


Figura 3.11 Curvas de esfuerzo-deformación unitaria en tensión y compresión

3.3.2.2.- COMPORTAMIENTO BAJO COMPRESION

Con excepción de algunas maderas duras en las que las resistencias en tensión y compresión son del mismo orden, la resistencia a compresión de la madera en dirección paralela a las fibras varía aproximadamente de la mitad a la tercera parte de su resistencia a tensión en la misma dirección. Esta diferencia puede explicarse por la influencia de fenómenos de pandeo en las fibras individuales de la madera, cuyo comportamiento puede equipararse al de una columna. En la figura 3.11 se aprecia una curva esfuerzo-deformación típica de madera sometida a compresión longitudinal. Se observa que el comportamiento en compresión es fundamentalmente elástico, como en el caso de la tensión y que el módulo de elasticidad es casi idéntico, para los dos tipos de esfuerzo. Sin embargo, puede comprobarse que el comportamiento en compresión es algo más dúctil que en tensión, siendo mayor la diferencia entre las deformaciones unitarias correspondientes al límite de proporcionalidad y las correspondientes al esfuerzo máximo.

Además, el límite de proporcionalidad para compresión está más claramente definido que para tensión.

Suele considerarse que las resistencias obtenidas en probetas sometidas a compresión paralela a las fibras constituyen el mejor índice del comportamiento mecánico de la madera.

Las resistencias a compresión paralelas a las fibras para un contenido de humedad de 10% varían de 100 a 1600 kg/cm² según la densidad de la especie. Las especies de pino del país tienen valores del orden de 450 kg/cm² para un CH = 12%.

3.3.2.3.- COMPORTAMIENTO BAJO FLEXION

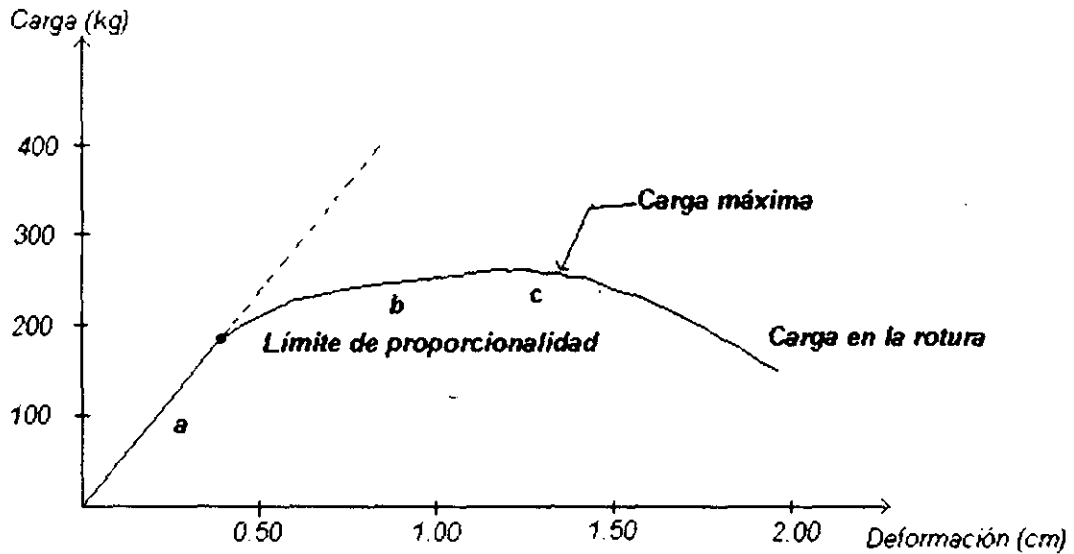
En la figura 3.12 se presenta una gráfica carga-deformación de una muestra de madera de pino sometida a una carga transversal que produce flexión. Se aprecia que el límite de proporcionalidad está claramente definido. Después de que la carga alcanza su valor máximo la muestra sigue deformándose paulatinamente a medida que la carga va disminuyendo. Así en flexión estática la fractura de la madera no es repentina. Para valores de la carga transversal inferiores a la correspondiente al límite de proporcionalidad, la distribución de esfuerzos, si la sección de la muestra o elemento ensayado es simétrica, es lineal y su eje neutro se encuentra a la mitad del peralte, como se muestra en el diagrama (a) de la figura 3.12. Esto indica que para niveles bajos de carga la madera se comporta, en flexión, como material elástico. A medida que la carga va aproximándose a su valor máximo, la distribución de esfuerzos deja de ser lineal y la profundidad del eje neutro aumenta {diagramas (b) y (c) de la figura 3.12}. Este comportamiento se debe a las diferencias en las relaciones esfuerzo-deformación de la madera sometida a compresión o a tensión. Por regla general las fallas por flexión se inician con el aplastamiento de las fibras extremas sometidas a compresión, a la que sigue la rotura de las fibras en tensión. Sin embargo, en algunas maderas duras de especies latifoliadas el comportamiento puede ser inverso, iniciándose la falla en las fibras extremas sometidas a tensión.

Del ensaye de probetas "limpias" sometidas a flexión estática se obtienen diversos índices del comportamiento de la madera de importancia para el dimensionamiento de elementos estructurales.

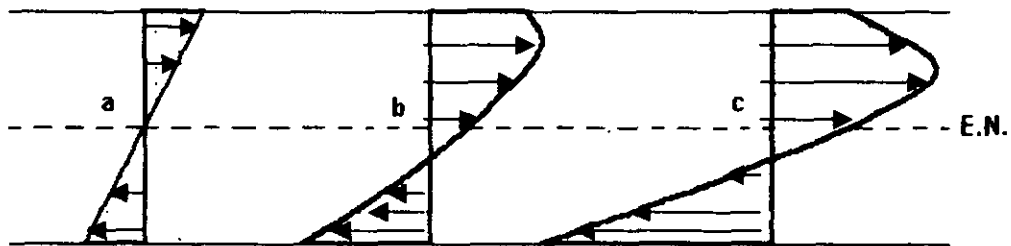
El módulo de rotura es la medida más usual de la resistencia a tensión de la madera. Se obtienen sustituyendo en la fórmula de flexión, $f = M c / I$, el momento que produjo la rotura. Esto implica que se acepta un comportamiento elástico hasta el momento de la falla, lo cual no es rigurosamente cierto, como se desprende de la figura 3.12. Dependiendo de la densidad de la especie de madera que se trata, los valores del módulo de rotura varían de 300 a 2100 kg/cm². Las especies de pino del país tienen valores del orden de 850 kg/cm².

El trabajo hasta el límite de proporcionalidad indica la energía que la madera puede absorber bajo flexión estática sin sufrir deformaciones permanentes. De mayor interés son el trabajo requerido para alcanzar el esfuerzo máximo y el trabajo total, es decir, el trabajo necesario para producir la falla. Estos valores son una medida de la tenacidad de la madera, es decir, la capacidad para absorber energía. La *tenacidad* es una propiedad de interés en elementos estructurales sometidos a cargas que presentan gran

incertidumbre como sucede en las piezas para entibar las galerías de minas. Un elemento estructural con un alto grado de tenacidad exhibe deformaciones significativas antes de la falla, que avisan de la existencia de una condición de carga peligrosa, dando tiempo a que se tomen las medidas de seguridad oportunas.



*** *Diagrama de carga-deformación en un miembro bajo flexión.*



*** *Distribución de esfuerzos en miembros sometidos a flexión creciente.*

Figura 3.12 Comportamiento de la madera bajo flexión.

Los valores de trabajo o energía mencionados pueden calcularse determinando el área correspondiente bajo las gráficas de carga-deformación o de esfuerzo-deformación unitaria. En el primer caso se obtiene el trabajo realizado expresado en kg-cm o en otras unidades equivalentes ; en el segundo se obtiene el trabajo localizado por unidad de volumen expresado en kg-cm/cm^3 .

En general las coníferas parecen tener mayor tenacidad que las latifoliadas, aunque su resistencia suele ser menor.

El módulo de elasticidad puede obtenerse de los resultados de pruebas de flexión.

3.3.2.4.- COMPORTAMIENTO BAJO FUERZA CORTANTE

Pueden distinguirse varios tipos de esfuerzos cortantes en la madera. El más importante para el dimensionamiento de elementos estructurales es el esfuerzo cortante paralelo a las fibras. Es difícil determinar la verdadera resistencia de la madera a este tipo de esfuerzo ya que los resultados que se obtienen en los diversos tipos de pruebas que se han utilizado están influenciados por los esfuerzos de tensión perpendiculares a las fibras que se generan simultáneamente. De una manera aproximada puede estimarse que la resistencia a esfuerzo cortante paralela a las fibras es de 10 a 15% de la resistencia a tensión paralela a las fibras. Para especies mexicanas se han encontrado valores que varían de 20 a 225 kg/cm² para un contenido de humedad de 12%. Las especies de pino del país tienen valores de alrededor de 40 kg/cm². La resistencia de la madera a esfuerzo cortante perpendicular en las fibras es mucho mayor que su resistencia a esfuerzo cortante paralelo. La rotura en planos transversales no llega a presentarse porque antes de que esto pueda suceder el elemento sujeto a la acción cortante falla, por esfuerzo cortante paralelo a las fibras o por aplastamiento en compresión de las fibras. Así por ejemplo, en la viga representada en la figura 3.13a se aprecia que las cargas transversales producen esfuerzos cortantes en planos horizontales y verticales; la falla se produce siempre en planos horizontales, paralelos a la orientación de las fibras en la región próxima al eje neutro, donde se producen los esfuerzos cortantes máximos. En el elemento de la figura 3.13b la falla se presentaría por aplastamiento por compresión perpendicular a las fibras en las zonas bajo la carga de los apoyos; no, como quizás podría esperarse en los planos a-a y b-b sometidas a fuerza cortante perpendicular a las fibras.

Un tipo de esfuerzo cortante peculiar de la madera es el esfuerzo cortante "rodante", o de "rolado" llamado así porque tiende a hacer rodar las fibras sobre sí mismas. Se presenta en elementos de madera sometidos a carga transversal de tal manera que las fibras quedan perpendiculares al claro. Esta condición de carga es rara en general, pero puede ser crítica en algunas de las capas de elementos de triplay, como se indica en la figura 3.13c. La resistencia de la madera a esfuerzo cortante rodante es de 10 a 20% de su resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras.

3.3.2.5.- COMPORTAMIENTO BAJO TORSION.

La resistencia de la madera a esfuerzos producidos por torsión es del mismo orden que su resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras. El esfuerzo cortante por torsión en el límite de proporcionalidad es aproximadamente igual al 70% del esfuerzo cortante correspondiente a la falla.

3.3.2.6.- DUREZA.

La dureza es un buen índice de la resistencia de la madera a la abrasión o al desgaste.

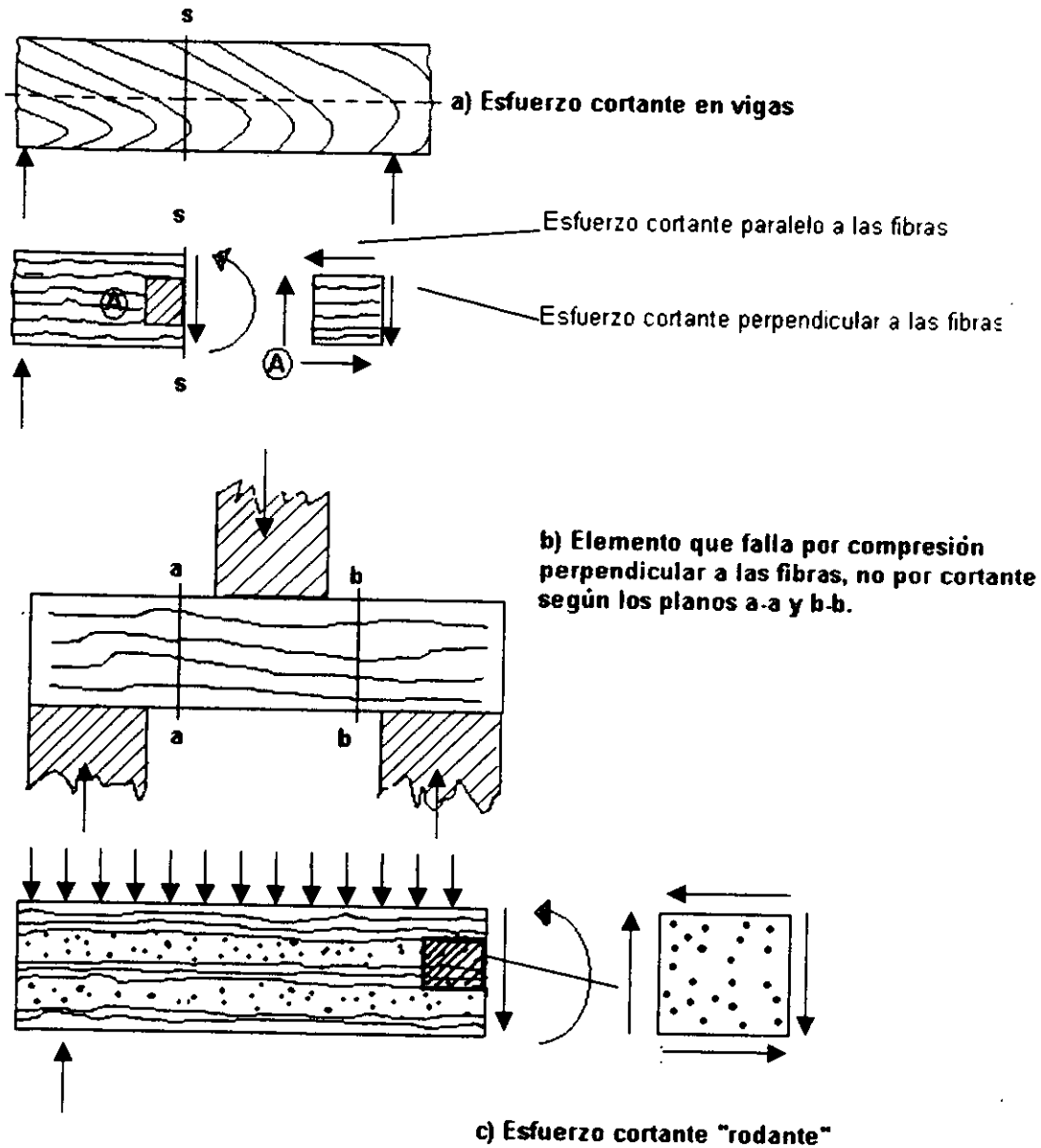


Figura 3.13 Comportamiento de la madera bajo cortante

3.3.2.7.- RESISTENCIA A LA HENDIDURA

Se refiere esta propiedad a la resistencia que ofrece la madera a ser rajada en el sentido longitudinal, o a la resistencia de propagación de las grietas que pueden producirse por el efecto de cuña que se presenta cuando se hace penetrar un clavo (figura 3.14a). Puede obtenerse un índice de la resistencia de la madera a la hendidura por medio de pruebas como la mostrada esquemáticamente en la figura 3.14b.

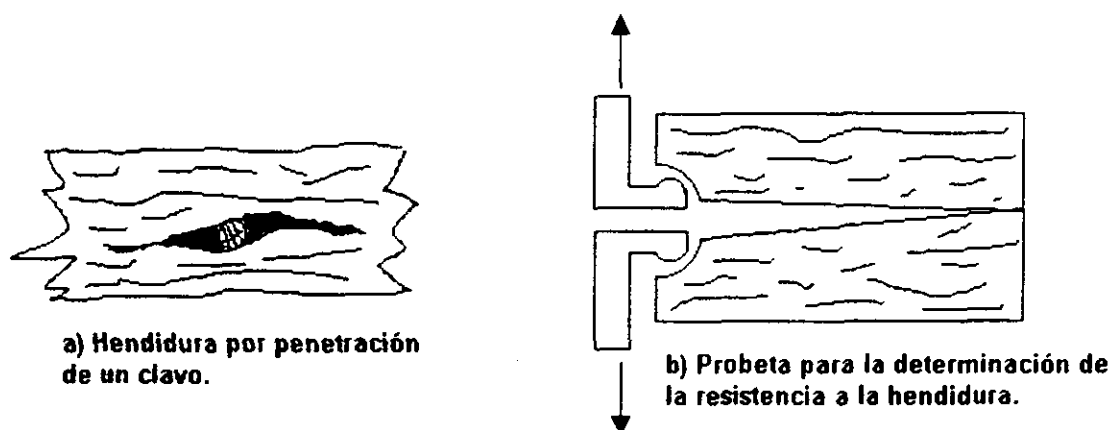


Figura 3.14 Hendidura de la madera.

3.3.2.8.- MODULOS DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad de mayor interés para efectos de diseño es el correspondiente a la dirección longitudinal (E_L). Se determina por medio de pruebas de carga de compresión axial o de flexión, siendo este último procedimiento el más común. Si los valores de E_L se obtienen a partir de pruebas de flexión bajo una carga concentrada, como es frecuente, los resultados obtenidos involucran la influencia de la fuerza cortante. Para obtener valores que no reflejen esta influencia se pueden aumentar en un 10% los valores determinados con pruebas realizadas con una sola carga concentrada. Pueden obtenerse valores no afectados por la fuerza cortante, directamente a partir de ensayos de flexión bajo dos cargas concentradas simétricas, considerando el tramo entre las dos cargas en el cual la fuerza cortante es nula. Para un contenido de humedad de 12% el módulo de elasticidad E_L varía de 4000 kg/cm^2 a $300,000 \text{ kg/cm}^2$. El valor correspondiente a las especies de pino del país es del orden de $100,000 \text{ kg/cm}^2$. Es escasa la información sobre los módulos de elasticidad en la dirección radial (E_R) y en la dirección tangencial (E_T). Ambos son del mismo orden y de una manera aproximada se puede considerar que su promedio es de $1/12$ a $1/20$ del módulo en sentido longitudinal. En los tres módulos existe considerable variabilidad de acuerdo con la especie, el contenido de humedad y el peso específico.

3.3.2.9.- MODULOS DE RIGIDEZ

Los módulos de rigidez o módulos elásticos a esfuerzo cortante promedio pueden expresarse de manera aproximada en función del módulo de elasticidad en dirección longitudinal (E_L) como sigue :

$$G_{LT} = 0.06 E_L : G_{TR} = 0.012 E_L : G_{LR} = 0.07 E_L \quad (3.3)$$

Estos módulos se refieren a la deformación unitaria por cortante en los planos LT, TR y LR respectivamente (figura 3.9).

3.3.3.- FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO Y LA RESISTENCIA DE LA MADERA.

Como sucede con cualquier material orgánico, las propiedades de la madera exhiben considerable variabilidad. Como se ha visto, existen diferencias importantes no solamente entre árboles de especies distintas, sino también entre árboles de la misma especie. Incluso dentro de un mismo árbol puede haber variaciones en la composición y estructura orgánica y a factores externos tales como la humedad relativa y la temperatura del medio ambiente, el sistema de secado o la forma de aplicación de las acciones.

A continuación se mencionan los factores más importantes que influyen en el comportamiento y la resistencia de la madera :

- a).- *Peso específico.*
- b).- *Contenido de humedad.*
- c).- *Características de crecimiento (defectos naturales).*
 - c.1).- *Rapidez de crecimiento.*
 - c.2).- *Nudos.*
 - c.3).- *Desviación en la dirección de fibras.*
 - c.4).- *Bolsas de resina.*
 - c.5).- *Madera de reacción.*
 - c.6).- *Rajaduras durante el crecimiento.*
- d).- *Defectos debidos a los procesos de aserrado y secado (defectos artificiales).*
 - d.1).- *Gemas.*
 - d.2).- *Desviación de las fibras.*
 - d.3).- *Rajaduras debidas a secado.*
 - d.4).- *Alabeo.*
 - d.5).- *Colapso.*
 - d.6).- *Apanamiento.*
- e).- *Temperatura.*
- f).- *Influencia del tiempo.*

f.1).- Flujo ("creep") o relajación.

f.2).- Duración de la carga.

f.3).- Fatiga.

f.4).- Edad.

3.4.- CRITERIOS DE DISEÑO.

Cuando la madera es el material que constituye a los elementos de la cimbra, deberán utilizarse los criterios de dimensionamiento para estructuras de madera.

Existen varios códigos aplicables, sin embargo el que más representa la realidad de las condiciones de construcción, el es Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), y más específicamente son las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (NTC).

El criterio que se utiliza es el denominado "*Estado límite de falla*", también conocido como "*Criterio de diseño por factores de carga y resistencia*". El enfoque de estados límite no es sino un formato en el que se consideran todos los aspectos del diseño en forma ordenada y racional y que permite la fácil incorporación de criterios probabilísticos. De hecho se trata de lograr que las relaciones *acción-respuesta* de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites que se consideran aceptables. Según este enfoque, una estructura o un elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado, llamado *estado límite*, en el que deja de realizar la función para la cual fue diseñado. Se distinguen dos grupos de estados límite :

- 1.- Los estados últimos o de resistencia, o sea, los correspondientes a la *resistencia última* o *capacidad de carga*, por ejemplo, la falla por rotura de secciones críticas, la inestabilidad, el volteo y la fatiga.
- 2.- Los estados límite de servicio, que son los correspondientes a las condiciones normales de servicio, por ejemplo, la deflexión, el agrietamiento y la vibración. El diseño por estados límite busca mantener la probabilidad de alcanzar dichos estados dentro de un margen razonable.

Una ventaja importante de los formatos de estados límite es la sencillez con que se prestan a la incorporación de los resultados de las investigaciones sobre cargas, materiales y comportamiento de elementos estructurales. Además ponen de relieve aspectos del diseño estructural relacionados con la seguridad, teniendo en cuenta la naturaleza aleatoria de las cargas y de las resistencias, y faciliten la uniformización de los criterios de seguridad para estructuras de materiales diferentes.

3.4.1. - SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.

El requisito fundamental del diseño estructural es garantizar una seguridad adecuada. Los dos procedimientos más comúnmente utilizados para lograr esto son el "*método de esfuerzos permisibles o de esfuerzos de trabajo*" y "*el método plástico o de resistencia última*".

Nombre científico	Nombre común	Relación peso anhidro/volumen verde (kg/cm ²)	Flexión módulo de rotura (kg/cm ²)	Estática módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Flexión módulo de rotura en compresión paralela a la fibra (kg/cm ²)	Esfuerzo al límite de proporcionalidad en compresión perpendicular a la fibra (kg/cm ²)	Máximo esfuerzo cortante paralelo a la fibra (kg/cm ²)	Dureza Janka perpendicular a la fibra (kg)
En condición verde								
<i>Terminalia amazonia</i> (5.23)	Canshán, tepesuchil	0.62	741	119000	375.00	59.00	107.00	458.00
<i>Calophyllum brasiliense</i> (5.23)	Bari, leche maria	0.57	745	106000	343.00	50.00	94.00	407.00
<i>Cordia alliodora</i> (5.21)	Bajón, hormiguero	0.44	636	90000	284.00	48.00	80.00	363.00
<i>Hymenea courbaril</i> (5.21)	Cuapinol guapinol	0.71	910	129000	408.00	115.00	124.00	893.00
<i>Lonchocarpus castilloi</i> (5.23)	Machicho, chaperlo	0.73	1236	160000	511.00	109.00	121.00	787.00
<i>Simarouba glauca</i> (5.21)	Pasa ák, pajulé	0.40	442	79800	207.00	27.00	55.00	175.00
<i>Vochysia hondurensis</i> (5.21)	Macablanca, apestoso	0.33	390	73000	182.00	29.00	50.00	184.00
<i>Pinus cooperi</i> (5.19)	Pino amarillo	0.39	349	89300	124.00	21.00	49.00	154.00
<i>Pinus durangensis</i> (5.19)	Pino blanco	0.46	450	90200	166.00	30.00	62.00	223.00
<i>Pinus patula</i> (5.24)	Pino colorado	0.47	407	81000		28.00	65.00	240.00
<i>Pinus montezumae</i> (5.24)	Chamaite	0.42	330	65000		22.00	50.00	200.00
<i>Pinus lawsoni</i> (5.18)	Pino ortiguillo	0.51	507	77000				241.00
En condición seca, a un contenido de humedad del 12%								
<i>Terminalia amazonia</i> (5.21)	Canshán, tepesuchil	0.64	1275	159000	695.00	695.00	147.00	780.00
<i>Calophyllum brasiliense</i> (5.21)	Bari, leche maria	0.57	1040	128000	484.00	484.00	146.00	515.00
<i>Cordia alliodora</i> (5.21)	Bajón, hormiguero	0.44	856	106000	445.00	445.00	86.00	367.00
<i>Hymenea courbaril</i> (5.21)	Cuapinol guapinol	0.71	1367	152000	669.00	669.00	174.00	1066.00
<i>Lonchocarpus castilloi</i> (5.21)	Machicho, chaperlo	0.73	1682	181000	862.00	862.00	194.00	1190.00
<i>Simarouba glauca</i> (5.21)	Pasa ák, pajulé	0.40	625	86800	379.00	379.00	81.00	198.00
<i>Vochysia hondurensis</i> (5.21)	Macablanca, apestoso	0.33	555	81000	290.00	290.00	78.00	180.00
<i>Pinus cooperi</i> (5.18)	Pino amarillo	0.39	872	114000	483.00	483.00	86.00	238.00
<i>Pinus durangensis</i> (5.18)	Pino blanco	0.46	1038	121000	475.00	475.00	105.00	346.00
<i>Pinus patula</i> (5.20)	Pino colorado	0.48	965	128000	448.00	448.00	102.00	389.00
<i>Pinus montezumae</i> (5.20)	Chamaite	0.42	782	110000	378.00	378.00	99.00	302.00
<i>Pinus lawsoni</i> (5.18)	Pino ortiguillo	0.51	850	92000				401.00

Tabla 3.3. Propiedades de algunas maderas mexicanas

3.4.1.1.- METODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES.

Según este método las acciones internas (cargas axiales, fuerzas cortantes, momentos) inducidas en los distintos elementos de las estructuras por las acciones de servicio o trabajo que actúan sobre éstos se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan después los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas, por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables. El método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico. Sin embargo, cuando los materiales son de naturaleza inelástica, como sucede con el concreto reforzado, el método tiene limitaciones obvias. Una crítica usual es que no permite diseñar con un criterio uniforme de seguridad, puesto que el mantener una determinada relación entre los esfuerzos de rotura y los permisibles no es garantía de que exista la misma relación entre las resistencias y las acciones de servicio. A pesar de que los reglamentos de estado límite suelen tender a recomendar métodos de resistencia última como el que se describe en el inciso siguiente, para la madera conservan todavía alguna modalidad del dimensionamiento por esfuerzos permisibles. Este es el caso actual del Reglamento del Distrito Federal. Dada la naturaleza esencialmente elástica del comportamiento de la madera, esta manera de proceder presenta menos inconvenientes que para materiales como el concreto reforzado, que exhiben un comportamiento inelástico.

3.4.1.2.- METODO PLASTICO O DE RESISTENCIA ULTIMA.

De acuerdo con este método, las acciones internas que las cargas producen en una estructura se determinan por medio de un análisis elástico, como en el caso anterior. Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones internas de trabajo a las que puedan estar sometidos, sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. En su mayoría, los reglamentos contemporáneos de concreto reforzado se basan en criterios de este tipo.

3.4.2.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Este reglamento abarca todos los aspectos de la construcción. El diseño estructural se trata en el Título IV. Se establecen en él los requisitos generales de resistencia y comportamiento que toda estructura debe satisfacer independientemente del material de que esté construida y se dan recomendaciones sobre las acciones o cargas que deben considerarse en el diseño. Como enfoque de diseño se establece el de estado límite. La forma de aplicar los lineamientos generales del Título IV se trata en las Normas Técnicas Complementarias.

El Título IV del Reglamento considera los estados límite para evaluar la seguridad. Este procedimiento consiste en comprobar que para las distintas combinaciones de acciones que especifica el Reglamento y ante la aparición de cualquier estado límite que pudiera presentarse, la resistencia de diseño sea igual o mayor que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por un factor de carga. De otra manera, debe lograrse que la fuerza interna de diseño sea igual o menor que la resistencia de diseño. Esto puede ilustrarse esquemáticamente como sigue :

$$F_c * (Fuerza\ interna\ debida\ a\ acciones\ nominales) \leq F_R * (Resistencia\ nominal)$$

$$F_c * A \leq F_R * R \quad (3.4)$$

A = acción actuante sobre el elemento.

Las fuerzas internas son las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos producidos en los elementos estructurales por las acciones nominales. Se obtienen a partir de un análisis elástico de la estructura.

Las acciones nominales son las cargas diversas que actúan sobre la estructura tales como el peso propio, el peso de equipo y personas, los sismos y el viento. Los valores convenientes de las acciones nominales están dados en el Título IV. El factor de carga F_c , que varía de 0.90 a 1.50, tiene por objeto tomar en cuenta, las consecuencias de falla y las incertidumbres en la magnitud de las acciones y los métodos de análisis.

La forma de determinar las resistencias nominales a diversas acciones se describen en incisos posteriores, o más concretamente en las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera. El factor de resistencia, F_R , que es menor que la unidad, a considerar en diversas situaciones, se especifica también en las Normas Técnicas. Este factor toma en cuenta la dispersión de los resultados experimentales, el grado de seguridad involucrado en las fórmulas y tipo de falla (*frágil o dúctil*).

En el análisis y diseño de los elementos de la cimbra se considera a la madera con un comportamiento elástico lineal.

3.4.3.- DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS PERMISIBLES

Para dimensionar elementos de madera por medio del método de esfuerzos permisibles (o esfuerzos de trabajo) es necesario establecer valores que garanticen un grado de seguridad adecuado. Los tipos de esfuerzos requeridos son:

- 1).- Compresión paralela a las fibras.
- 2).- Compresión perpendicular a las fibras.
- 3).- Tensión paralela a las fibras.
- 4).- Flexión.
- 5).- Esfuerzo cortante paralelo a las fibras.
- 6).- Además deben determinarse valores del módulo de elasticidad.

El esfuerzo de compresión paralela a las fibras se necesita para el dimensionamiento de columnas y otros miembros sometidos a compresión, tales como puntales y determinados miembros de armaduras. El

esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras se utiliza para revisar los apoyos de vigas y ciertos detalles de las conexiones. La tensión paralela a las fibras se emplea para dimensionar las barras de armaduras sometidas a este tipo de esfuerzos. Los esfuerzos de flexión y cortantes se requieren para el dimensionamiento de vigas. El módulo de elasticidad interviene en cálculos de flexión, pandeo, y estabilidad lateral.

La elección de los esfuerzos permisibles convenientes es uno de los aspectos críticos del dimensionamiento de elementos estructurales de madera. Además de que las propiedades mecánicas varían mucho según la especie, dentro de la misma especie, e incluso dentro de un mismo árbol, existe un grado considerable de variabilidad. Por otra parte, influye en la resistencia de la madera toda una serie de factores tales como la duración de la carga, el contenido de humedad, la orientación de las fibras, la forma y tamaño de la pieza y los defectos diversos que pudieran existir.

Estas disposiciones son aplicables a cualquier especie de madera siempre que el peso específico, δ , (densidad relativa) sea superior a 0.35.

Para condiciones de duración de carga las NTC permiten incrementar los esfuerzos permisibles en los siguientes porcentajes: para carga muerta es nulo el incremento 0%, para carga viva 15%, para viento y sismo 50% y para impacto 100%.

Como ya se indicó anteriormente, el método de dimensionamiento adoptado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal es el de esfuerzos permisibles. Teniendo en cuenta que en la práctica es frecuente carecer de información sobre la especie de la madera adquirida para determinado propósito y que aún en el caso de conocer la especie no suele contarse con datos adecuados sobre sus propiedades mecánicas, se han propuesto unos esfuerzos permisibles aplicables a cualquier especie de madera siempre que el peso específico (densidad relativa) sea superior a 0.35. Los valores dados se obtuvieron con base en los datos disponibles de las especies más comúnmente utilizadas para fines estructurales. Evidentemente los esfuerzos permisibles establecidos en esta forma son bastante conservadores ya que rigen las características de las especies menos resistentes. Sin embargo, las NTC indican que pueden usarse valores superiores siempre que se demuestre que se cumple con los requisitos de seguridad que establece el Reglamento. Por otra parte, según los Comentarios a las NTC, si se demuestra que el peso específico para determinada especie es mayor a 0.40, se pueden incrementar los esfuerzos permisibles y el módulo de elasticidad en los porcentajes siguientes, por cada 0.01 en exceso de 0.40 :

<i>Tipos de esfuerzos</i>	<i>Incremento en %</i>
Flexión, tensión, cortante, compresión paralela a las fibras.	3.00
Compresión perpendicular a las fibras.	6.00
Módulo de elasticidad.	1.50

La madera deberá estar clasificada de acuerdo con la Norma C18-1946, expedida por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio. Los valores de los esfuerzos permisibles

corresponden a carga permanente y un CH igual o superior a 18%. Cuando el CH es inferior a 18% los esfuerzos permisibles pueden aumentarse en un 10% para flexión y tensión, en un 20% para compresión paralela a las fibras y en un 50% para compresión perpendicular a las fibras. No se permite incrementar los esfuerzos cortantes porque se considera que el secado puede producir rajaduras en los extremos que afectan la resistencia a este tipo de esfuerzo. El módulo de elasticidad se puede incrementar en un 10%. Cuando un elemento estructural se instale en condición verde cambiando en servicio a un CH menor del 18% o viceversa, se recomienda diseñar con base a esfuerzos y dimensiones finales de acuerdo con el CH que tendrá en servicio y considerando el valor mínimo del módulo de elasticidad en condición verde. Para elementos con dimensiones transversales mayores de 15 x15 cms. se indica que se usen los esfuerzos para la madera en condición verde.

Si la madera ha sido sometida a un tratamiento de impregnación por presión y/o temperatura se recomienda que los esfuerzos permisibles se reduzcan en un 10%.

Los esfuerzos permisibles para la madera clasificada según la Norma DGN C18-1946 se dan en la tabla 3.4.

Los esfuerzos permisibles para madera clasificada según las NTC se dan en la tabla 3.5. Se establecen cuatro calidades V-75, V-65, V-50 y V-40. Los números indican el porcentaje de los esfuerzos básicos que debe tomarse para cada calidad; por ejemplo, la calidad V-40 significa que la resistencia de esa madera está entre el 40 y el 49% de la resistencia que tendría si careciera de defectos.

Tabla 3.4 Esfuerzos permisibles para acciones permanentes, condición verde (CH ≥ 18%) clasificación según DGN C18-1946

Solicitud	Selecta	Primera	Segunda	Tercera
Flexión y tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fibra.	14	14	7	5
Módulo de elasticidad medio (x 10 ³)	70	70	70	70
Módulo de elasticidad mínimo (x 10 ³)	40	40	40	40

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), las disposiciones relativas a madera son aplicables a elementos estructurales de madera maciza de cualquier especie. El diseño estructural se hará, como ya se mencionó, sobre la base de esfuerzos permisibles en condiciones de servicio (bajo cargas nominales especificadas en el Reglamento).

A causa de los defectos y variaciones inherentes a la madera, es imposible asignarle esfuerzos unitarios de trabajo con la precisión requerida desde el punto de vista de la ingeniería, pues la madera

presenta problemas más complejos y variados que muchos otros materiales estructurales; la determinación de los esfuerzos permisibles puede basarse en diferentes criterios, que están fundamentados en la información de las características de la madera que emplearemos en la cimbra.

La elección del criterio para determinar los esfuerzos permisibles será entonces particular para las condiciones de cada obra.

Tabla 3.5 Esfuerzos permisibles para acciones permanentes, condición verde (CH ≥ 18%), clasificación visual según las Normas Técnicas Complementarias.

Solicitación	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra	60	50	40	30
Compresión perpendicular a la fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra.	11	9	7	6
Módulo de elasticidad medio (x 10 ³)	70	70	70	70
Módulo de elasticidad mínimo (x 10 ³)	40	40	40	40

Se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad aparente de la madera seca y para madera de primera. De no obtenerse experimentalmente, el valor de δ se supondrá de 0.40, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la tabla 3.6.

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% dichos valores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla. Para maderas de tercera, se tomará el 50%. Tratándose de maderas saturadas o sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe de reducirse 10%, el de compresión perpendicular a la fibra 33% y los módulos de elasticidad 10%.

El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$N = (P * Q) / (P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta) \quad (3.5)$$

donde:

N = Esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo con la fibra.

P = Esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra.

Q = Esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra.

El RCDF considera como apropiada la clasificación y especificaciones de la madera según la Norma C18-1946.

3.5.- ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

La madera deberá estar libre de infestación activa de agentes biológicos como hongos o insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que estos hayan desaparecido al momento de utilizar la madera.

No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance. La madera, antes de la construcción, deberá secarse hasta un CH parecido al existente en el lugar donde se construirá la cimbra. Así también, deberá ser almacenada y protegida apropiadamente contra cambios en el contenido de humedad, daño mecánico, insectos, hongos y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Esta protección puede efectuarse con agentes químicos o recubrimientos.

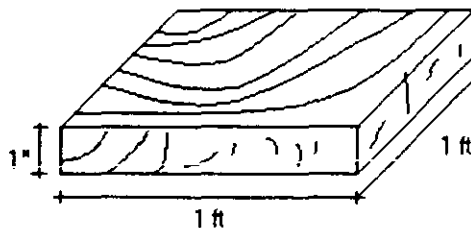
El ensamblaje de la cimbra deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser utilizados.

3.6.- MATERIALES.

En general, la madera más utilizada en la fabricación de cimbras es la de especies de *coníferas* como *pino* y *oyamel*. Es muy utilizada también la madera contrachapada también conocida como triplay.

Para que puedan utilizarse los valores de diseño propuestos en las NTC es necesario que la madera utilizada se clasifique de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985, en donde se establece que hay dos clases de madera estructural A y B.

Comercialmente la madera aserrada que se consigue en México tiene una variedad muy grande de dimensiones. Tradicionalmente las medidas se dan en unidades inglesas ; pulgadas para anchos y espesores, y pies para longitudes. La madera debería cuantificarse en el Sistema Métrico Decimal, es decir, por metro cúbico, más la práctica es hacerlo a base de "PIE TABLON", definiendo como pie tablón la cantidad de madera que integra un elemento de 1 pie de ancho por 1 pie de largo por 1 pulgada de espesor; por lo tanto, UN PIE TABLON debe ser igual al volumen contenido en una pieza de madera de esas dimensiones.



$$1 \text{ PT} = 0.00236 \text{ m}^3;$$

$$1 \text{ m}^3 = 423.78 \text{ PT}$$

De manera práctica, se proponen las siguientes fórmulas para cuantificar pies tablón.

$$\text{P.T.} = (a'' \times b'' \times C') / 12 \quad (3.6)$$

$$\text{P.T.} = (a'' \times b'' \times C) / 3.657 \quad (3.7)$$

donde:

a = dimensión mínima de la pieza en pulgadas.

b = dimensión media de la pieza en pulgadas.

C = dimensión máxima de la pieza en pies o metros.

Para facilitar se propone el uso de "FACTORES", que son los siguientes:

FACTOR DE CONTACTO (F.C) .- Es el cociente expresado en forma de quebrado de la unidad a la cual queremos referir el estudio (m^2 en nuestro caso) entre el área de contacto real (en la misma unidad) de la porción del elemento analizado.

FACTOR DE DESPERDICIO (F.D) .- Es el porcentaje expresado en forma decimal de la cantidad total de madera "rota" o "perdida" en la elaboración y durante los diferentes usos de una cimbra.

FACTOR DE USOS (F.U.) .- Es el cociente expresado en forma de quebrado del uso unitario de un elemento de cimbra entre el número de usos propuesto.

Las dimensiones utilizadas para identificar las piezas de madera son nominales y suelen corresponder a las piezas en estado verde. Las dimensiones nominales de las piezas de madera aserrada comúnmente utilizadas suelen ser combinaciones de las siguientes medidas :

- **Ancho** : 4, 6, 8, 10 y 12 pulgadas.
- **Grosor** : $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$, $1,1 \frac{1}{2}$, 2, $2 \frac{1}{2}$, 3, $3 \frac{1}{2}$ y 4 pulgadas.
- **Largo** : $8 \frac{1}{4}$, 10, 14, 16, y 20 pies.

Los términos utilizados en la industria de la madera para designar las piezas más usuales son :

TABLAS Y TABLONES.- Madera de menos de 2" de grosor, más de 1" de ancho y longitud de $8 \frac{1}{4}$ a 20 pies.

Se usa el término *duela* para designar a las tablas de poco espesor. A las tablas con anchos menores de 6" a veces se les llama *listones o barrotes*.

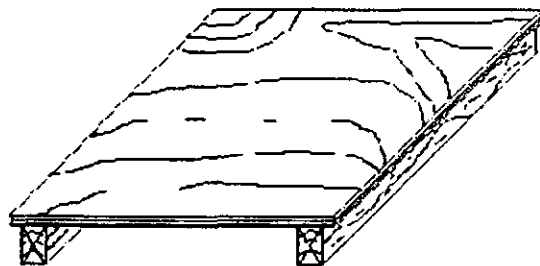
GIRON.- Madera de 2" X 2" de sección.

MADERA DIMENSIONAL.- Madera con grosor entre 2" y 4", 2" o más ancho. Por lo regular los largos son inferiores a los $8 \frac{1}{4}$ pies.

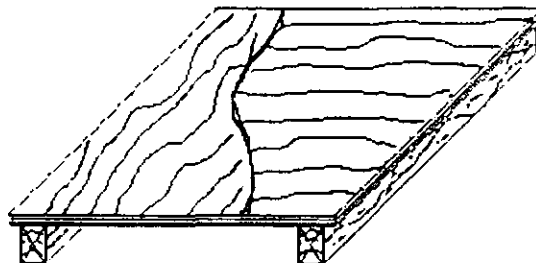
CUADRADOS Y VIGAS.- Madera de 4" o más como dimensión menor. Las longitudes empiezan en los $8 \frac{1}{2}$ pies y a veces exceden los 20 pies. Las vigas más comunes son las de 4" X 8" de sección.

POLINES.- Piezas de 4" X 4", 3" X 3", y 3" X 4" de sección y longitudes entre $8 \frac{1}{4}$ y 20 pies.

La madera contrachapada o triplay más comúnmente usada en México con fines estructurales es de madera de pino. Sus dimensiones comerciales son 1.22 m X 2.44 m. en espesores de 9 mm. (3/8"), 12 mm. (1/2"), 16 mm. (5/8"), 19 mm. (3/4") y 21 mm. (7/8").



Triplay usado en la dirección más resistente.



Triplay usado en la dirección menos resistente.

Figura 3.15

3.7.- DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA.

Se reseñan a continuación los principios fundamentales del dimensionamiento de miembros estructurales sencillos de madera maciza sometidos a las acciones o combinaciones de acciones más comunes.

3.7.1.- MIEMBROS EN TENSION.

Los miembros en tensión se presentan principalmente en las armaduras de todo tipo en cuyo diseño es frecuente considerar que las barras que las integran están sometidas únicamente a cargas axiales. También son comunes en distintos tipos de contraventeo.

Como sabemos, la resistencia de la madera a tensiones perpendiculares a las fibras es considerablemente menor que su resistencia a tensiones paralelas a ellas. Por ello los miembros de madera sujetos a tensión se detallan de manera que los esfuerzos sean paralelos a las fibras.

La fuerza de tensión de servicio que puede soportar un miembro de madera, se calcula por medio de la expresión

$$T = A_n f_{tp} \quad (3.8)$$

Donde T es la tensión que puede soportar el miembro, A_n es el área neta o efectiva de la sección del miembro y f_{tp} es el esfuerzo permisible de tensión paralela a las fibras. El área neta se define como la sección total menos las reducciones por las ranuras o agujeros requeridos para alojar elementos de unión. La capacidad del miembro estará regida por la sección que tenga el área neta mínima. Los esfuerzos permisibles en tensión para madera en condición verde recomendados por las NTC y las Normas DGN C18-1946 (tablas

3.4 y 3.5) varían de 20 a 80 kg/cm² según la calidad. Dichas normas dan los mismos esfuerzos permisibles para flexión que para tensión. Esto no concuerda con los resultados de ensayos que indican que las resistencias a tensión son sólo un 70% de las resistencias a flexión.

Debe tenerse en cuenta que, con frecuencia, las dimensiones de un miembro a tensión no están determinadas por la resistencia a tensión de la madera sino por los esfuerzos cortantes que se presentan en los detalles de conexión. En la figura 3.16 se presenta una situación típica. En las conexiones de miembros de armaduras ligeras pueden evitarse las reducciones de capacidad que caracterizan a la mayoría de los detalles de conexión de miembros en tensión, realizando la unión por medio de adhesivos o clavos, o ambos elementos a la vez.

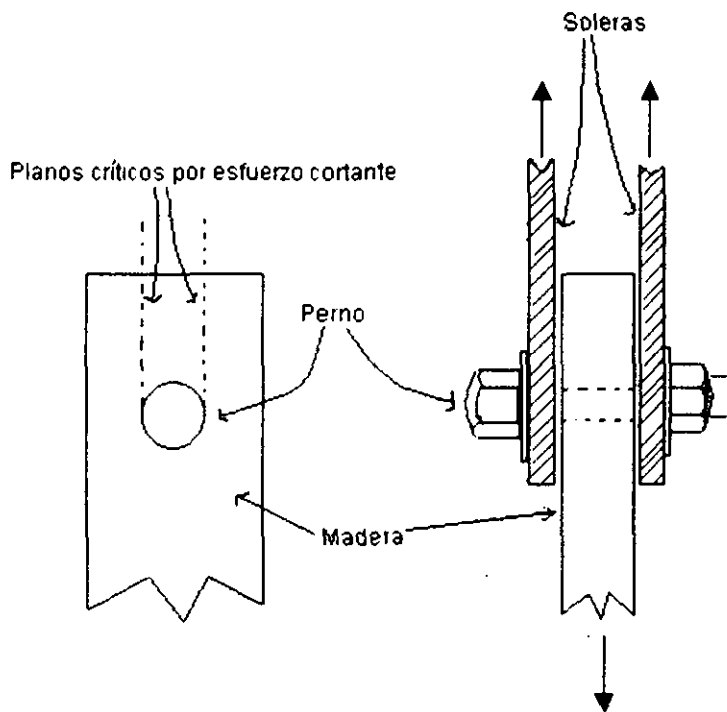
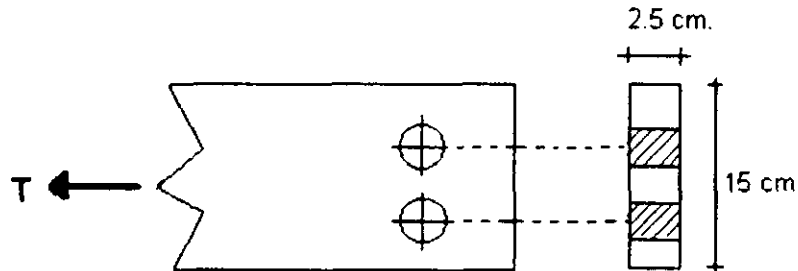


Figura 3.16. Conexión de miembro de madera sometido a tensión

EJEMPLO 3.1. Capacidad de un miembro a tensión. Se ilustra en este ejemplo la determinación de la capacidad para transmitir tensión de un miembro en el que hay que prever la presencia de dos agujeros para pernos de 1" de diámetro. La madera utilizada es una madera seca, es decir, con un CH menor de 18%, clasificada como de primera de acuerdo con la Norma DGN C18-1946. Se supuso que un cálculo previo indicó que la combinación de carga crítica correspondió a carga muerta más carga viva, por lo que se consideró un incremento de 15% del esfuerzo dado en la tabla 3.4. Puesto que la madera se utilizará en condición seca se permite un aumento de 10% ya que el grosor de la pieza es menor de 15 cm. Por último se

supuso conocido el peso específico o densidad relativa. (Recuérdese que el peso específico se define como el determinado a partir del peso anhidro y el volumen correspondiente a un CH $\geq 30\%$. Esto permitió hacer un incremento adicional de 15% puesto que 0.45 difiere de 0.40 en 0.05. Siguiendo las recomendaciones de las NTC, el esfuerzo permisible se calculó acumulando los diversos incrementos. Para determinar el área neta se previó una *holgura* de 0.16 cm. respecto al diámetro de los pernos, la máxima admisible según las NTC.

DATOS :



Madera de primera en condición seca (DGN C18-1946) $\delta = 0.45$.

Combinación de cargas : viva + muerta.

Encontrar : Capacidad de tensión.

2 agujeros para pernos de 1"

ESFUERZO PERMISIBLE

Incrementos (sección 3.4.3)

a).- Por duración de carga : 15%

b).- Por condición seca : 10%

c).- Por ser $\delta \geq 0.40$: $5 \times 3 = 15\%$ (sección 3.4.3)

Esfuerzo en condición verde (tabla 3.4)

Tensión paralela a la fibra : 60 kg/cm^2 .

Esfuerzo permisible

$$f_{tp} = 60 (1+0.15+0.10+0.15) = 84 \text{ kg/cm}^2.$$

CAPACIDAD EN TENSION

Diámetro agujeros = $2.54 \text{ cm.} + 0.16 \text{ cm.} = 2.70 \text{ cm.}$

Área neta :

$$A_n = 2.5 \times 15 - (2 \times 2.5 \times 2.70) = 24 \text{ cm}^2$$

Capacidad en tensión

$$T = A_n f_{tp} = 24 \times 84 = 2016 \text{ kg}$$

3.7.2.- MIEMBROS EN COMPRESION.

Los miembros estructurales de madera sometidos esencialmente a compresión se presentan bajo la forma de columnas, miembros de armaduras y puntales. Se construyen de manera que las fibras queden paralelas a los esfuerzos de compresión, ya que la resistencia a este tipo de esfuerzos en sentido perpendicular a las fibras es baja. Los métodos de dimensionamiento descritos están basados en hipótesis elásticas.

Los miembros de madera sometidos a compresión pueden clasificarse en tres tipos :

- a).- *Simples o macizos.*
- b).- *De sección compuesta.*
- c).- *De elementos espaciados.*

3.7.2.1.- MIEMBROS MACIZOS O COLUMNAS SIMPLES.

Dichos miembros están formados por una sola pieza, son los más comúnmente utilizados en columnas de madera y otras piezas sometidas a cargas axiales de compresión, figura 3.17a. De acuerdo con las NTC pueden clasificarse en dos categorías según lo susceptibles que sean al pandeo : *miembros cortos y miembros largos*. La National Forest Products Association distingue tres categorías : *miembros largos, miembros intermedios y miembros cortos*.

La susceptibilidad al pandeo depende de la relación de esbeltez, que se define como la relación entre la longitud efectiva, KL , y el radio de giro, r , de la sección del miembro. K es el factor de longitud efectiva y L es la longitud del miembro. Físicamente, la longitud efectiva es la distancia entre puntos de inflexión. En la figura 3.18 se dan los valores teóricos de K para algunas situaciones típicas, junto con valores recomendados para el dimensionamiento práctico. Los valores sugeridos para dimensionamiento son, en general, algo mayores que los teóricos para tener en cuenta que en situaciones reales es difícil lograr empotramientos perfectos. En otros casos puede estimarse la longitud efectiva en forma aproximada, dibujando la elástica deformada y midiendo la distancia entre puntos de inflexión. Son útiles los nomogramas desarrollados en el despacho de consultores de Jackson y Moreland por Julian y Lawrence para determinación de longitudes efectivas. En columnas rectangulares, como la mayoría de las columnas de madera, la relación de esbeltez suele darse en función de la dimensión mínima de la sección. De esta forma, si b es la dimensión mínima, la relación de esbeltez será KL/b .

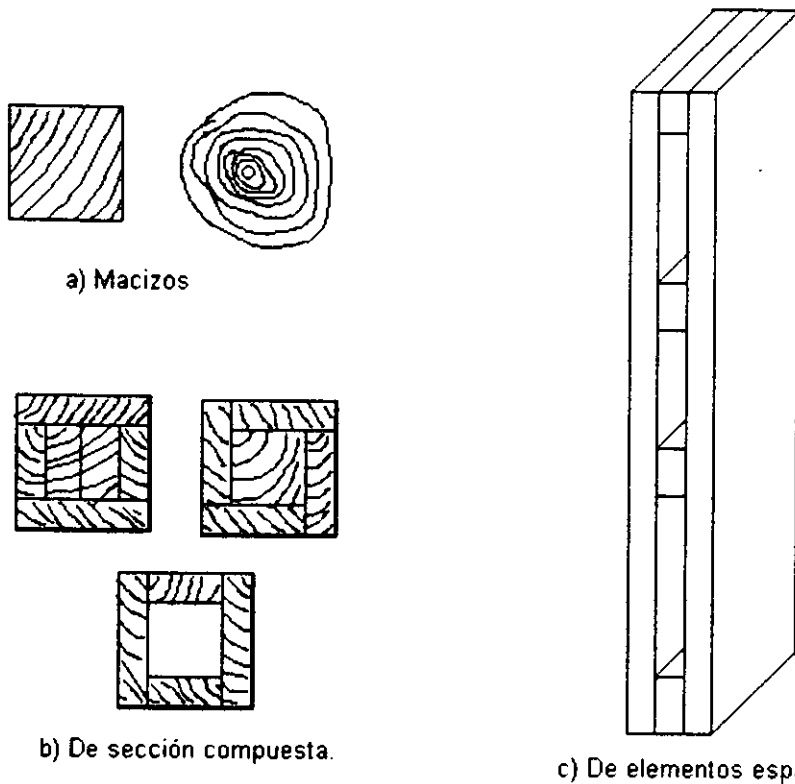


Figura 3.17 Tipos de miembros de madera sometidos a compresión.

3.7.2.1.1.- MIEMBROS LARGOS.

Son aquellos que fallan por inestabilidad, es decir, por pandeo. El esfuerzo crítico de pandeo para miembros largos está dado por la fórmula de Euler :

$$f_{cr} = (\pi^2 E)/(KL/r)^2 \quad (3.9)$$

donde E es el módulo de elasticidad de la madera y los demás términos tienen el significado definido anteriormente.

Para miembros rectangulares de madera se puede sustituir L/r por L/b , donde b es la dimensión mínima de la sección. Es fácil comprobar que el radio de giro de una sección rectangular, está dado por $r = b\sqrt{12}$. Sustituyendo r por $b\sqrt{12}$ en la ecuación (3.9), se obtiene :

$$f_{cr} = (\pi^2 E)/(KL/(b\sqrt{12}))^2 \quad (3.10)$$

Si como es usual, se considera un factor de seguridad de 2.75 contra falla por pandeo, la ec. (3.10) se convierte en :

$$f_{cd} = (0.82 E)/2.75 (KL/b)^2 = 0.3 E/(KL/b)^2 \quad (3.11)$$

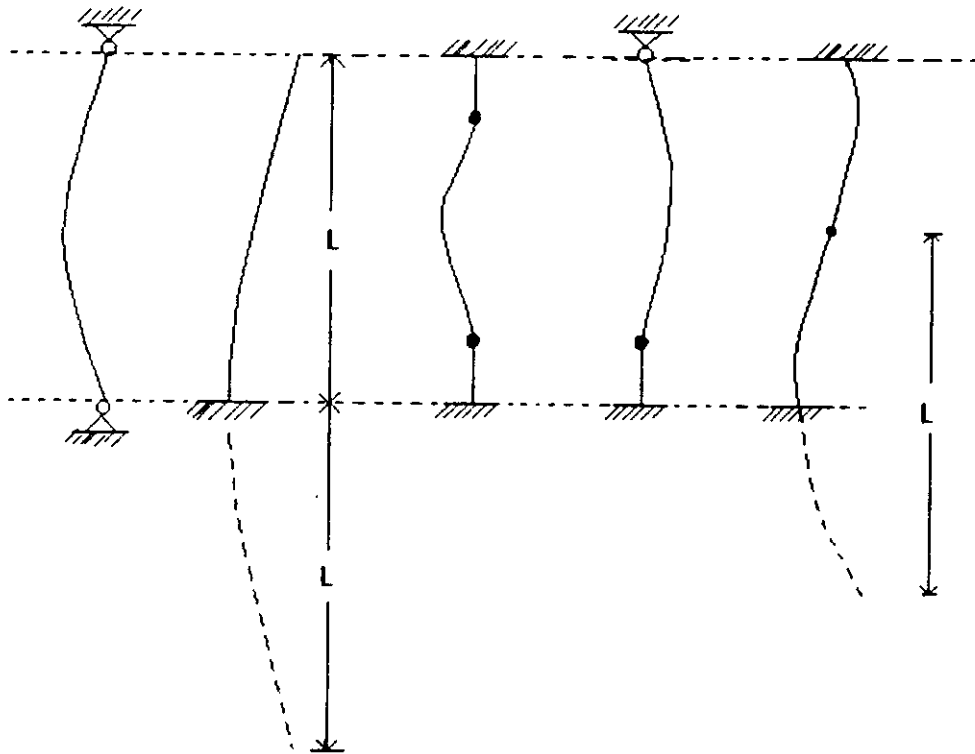
donde f_{cd} es el esfuerzo que debe utilizarse para el dimensionamiento del miembro. En la fórmula (3.11) puede utilizarse un valor promedio del módulo de elasticidad cuando se trata de miembros cuya falla no es crítica para la seguridad general de una estructura. Este es el caso de las piezas verticales de muros de madera en los que si se presenta una falla local puede haber una redistribución de fuerzas. Sin embargo, en el dimensionamiento de miembros aislados de importancia es aconsejable utilizar los valores mínimos del módulo de elasticidad que suelen especificar las normas. Según la National Forest Products Association la ec. (3.11) debe utilizarse para valores de relaciones de esbeltez superiores a $k = 0.671 \sqrt{E/f_{cp}}$ donde f_{cp} es el esfuerzo permisible en compresión paralela a las fibras en miembros en que el efecto de pandeo es despreciable. El valor de k varía de 20 a 40 aproximadamente. En las NTC se recomienda aplicar la fórmula (3.11) siempre que $f_{cp} \leq f_c$, lo que significa que la validez de dicha ecuación se extiende hasta los valores de la relación de esbeltez k del orden de 16 a 20 según los valores de E y f_{cp} . El valor máximo de la relación de esbeltez admisible según los dos reglamentos citados es 50. La ec. (3.11) es aplicable para secciones que no son rectangulares si en lugar de b se sustituye $\sqrt{12}$ veces el mínimo radio de giro de la sección transversal.

3.7.2.1.2.- MIEMBROS INTERMEDIOS.

La National Forest Products Association distingue miembros con un comportamiento intermedio entre el de miembros largos, que fallan por pandeo, y miembros cortos, que fallan por aplastamiento. El esfuerzo con que deben dimensionarse estos miembros está dado por la expresión

$$f_{ed} = f_{cp} (1 - (KL/b)/3k)^4 \quad (3.12)$$

Esta fórmula es valida para valores de la relación de esbeltez comprendidos entre 11 y $k = 0.671 \sqrt{E/f_{cp}}$



Condición de restricción	Valor teórico de K	Valor de K para dimensionamiento
a) Articulada en ambos extremos y restringida al desplazamiento.	1.00	1.00
b) En voladizo.	2.00	2.00
c) Empotrada y restringida contra el desplazamiento en ambos extremos.	0.50	0.65
d) Empotrada y articulada, sin desplazamiento.	0.707	0.80
e) Empotrada en ambos extremos con desplazamiento.	1.00	1.20

Figura 3.18 Longitudes efectivas de columnas para situaciones típicas.

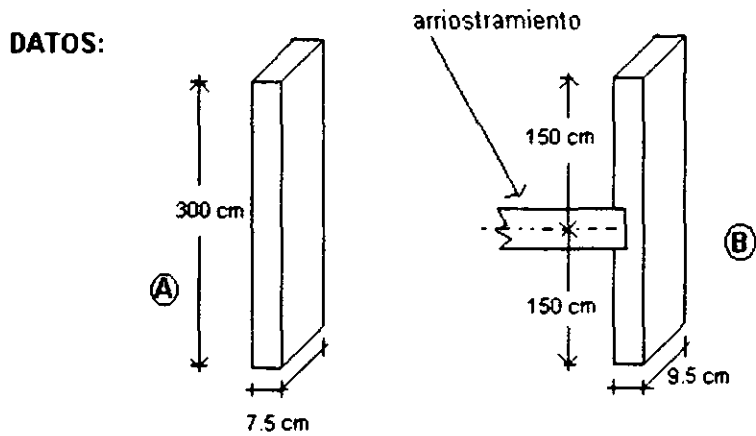
3.7.2.1.3.- MIEMBROS CORTOS.

Son aquellos en que los efectos de pandeo son despreciables de manera que fallan por aplastamiento del material. Según la National Forest Products Association son miembros cortos aquellos cuya relación de esbeltez es igual o menor que 11. Según las NTC se dimensionan como miembros cortos aquellos para los cuales la fórmula (3.11) da valores superiores a f_{cp} , el esfuerzo permisible en compresión paralela a las fibras. En ambos casos la capacidad de miembros cortos se determina multiplicando por f_{cp} el área de la sección transversal del miembro.

Las recomendaciones de la National Forest Products Association parecen corresponder de manera más realista que las NTC al comportamiento de miembros de madera sometidos a carga axial. El significado de ambas normas se ilustra gráficamente en la figura 3.19.

EJEMPLO 3.2. Capacidades de miembros sometidos a compresión axial según las NTC.

Los miembros cuya capacidad se determina en este ejemplo son semejantes a los utilizados como pies derechos o puntales para soportar las cimbras o encofrados para la construcción de estructuras de concreto. Se consideró que la madera se emplearía en condición verde y sería de calidad V-50 según la clasificación de las NTC. Se supuso un incremento de esfuerzo permisible de 15% por predominar la combinación de carga viva más carga muerta. Sin embargo, no se aplicó un incremento por peso específico superior a 0.40 por falta de información necesaria. Se utilizó el valor promedio del módulo de elasticidad por considerar que la falla del elemento no afectaría la seguridad general de la estructura. Los dos miembros estudiados se supusieron articulados en sus extremos, hipótesis usual en muchos miembros de este tipo ya que la restricción al giro en los extremos es dudosa. Para ilustrar el efecto de la presencia de apoyos laterales se determinó la capacidad de un miembro sin arriostrar y de otro con arriostramiento a la mitad de altura, como es frecuente en los pies derechos para cimbras. En el segundo caso se debe de revisar la capacidad considerando la posibilidad de pandeo en ambos sentidos principales. En la dirección más desfavorable la presencia de arriostramiento reduce la longitud libre para pandearse a la mitad. A veces se proporciona apoyo lateral en mas de un punto.



Madera de calidad V-50 según clasificación NTC, en condición verde.

Combinación de cargas : viva + muerta.

Encontrar : Capacidad de compresión axial en las condiciones indicadas.

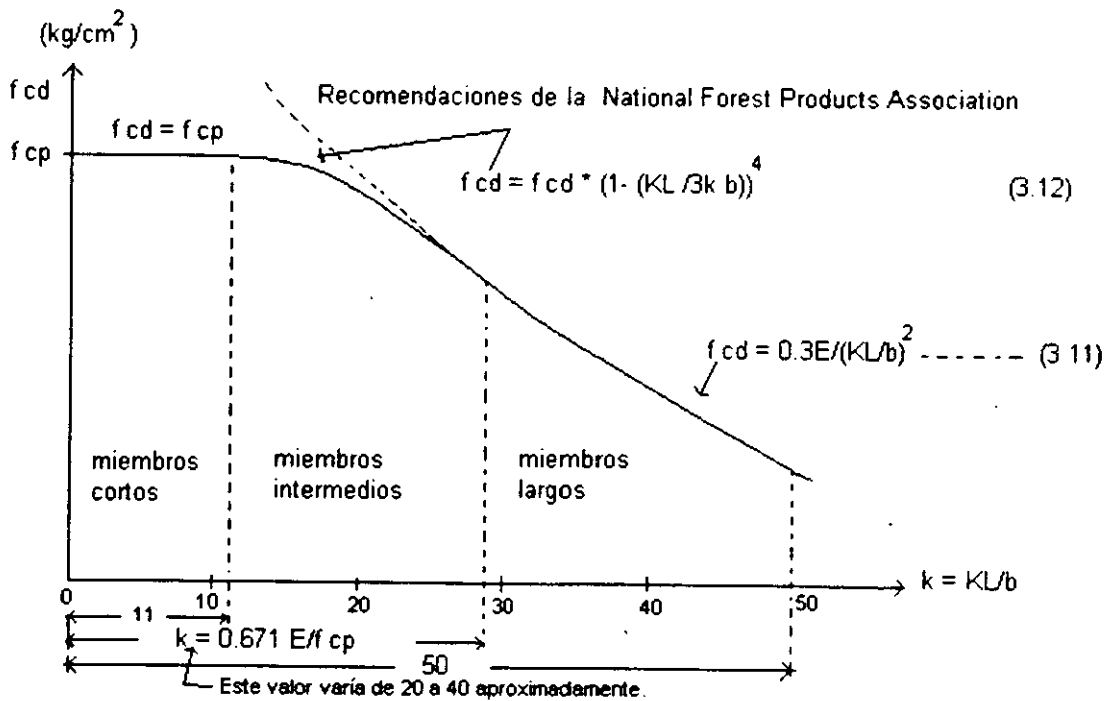
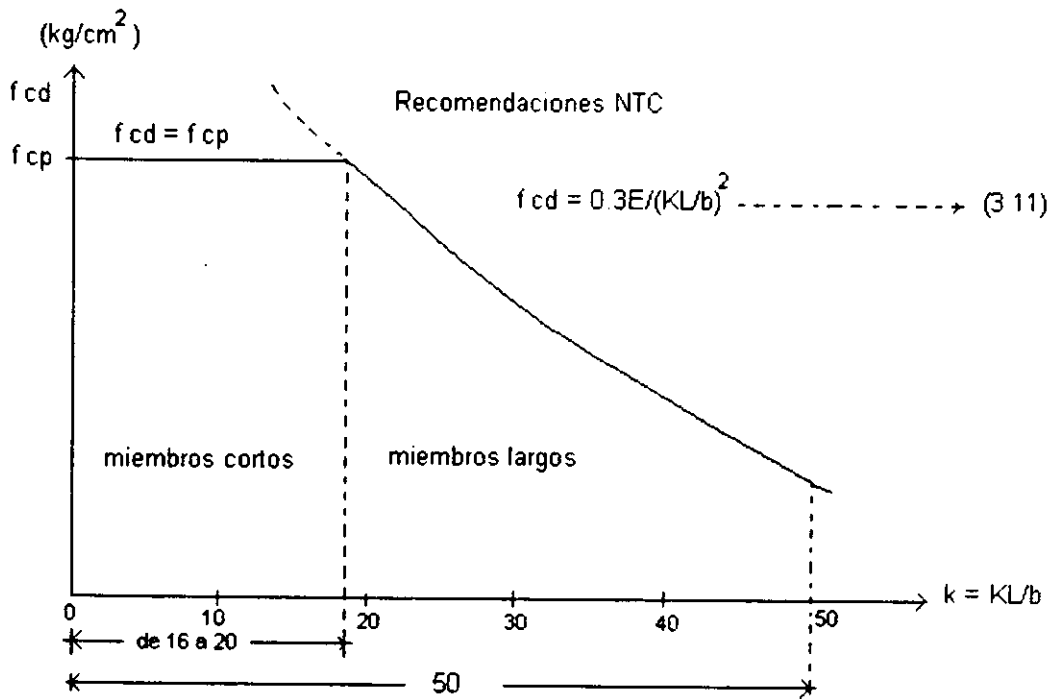


Figura 3.19. Recomendaciones de las NTC y de la National Forest Products Association para el dimensionamiento de miembros bajo compresión axial.

ESFUERZO PERMISIBLE Y MODULO DE ELASTICIDAD.

Incrementos : (sección 3.4.3.)

Por duración de carga : 15%

Esfuerzo en condición verde (Tabla 3.5)

Compresión paralela a la fibra : 40 kg/cm^2

Esfuerzo permisible :

$$f_{cp} = 40 * (1 + 0.15) = 46 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad (Tabla 3.5)

$$E = 70,000 \text{ kg/cm}^2$$

CAPACIDAD EN COMPRESION AXIAL EN LA CONDICION "A".

Relación de esbeltez :

KL/b Según la condición de restricción a) de la figura 3.18 K = 1

$$KL/b = 1 * (300 \text{ cm.}/7.5 \text{ cm.}) = 40 < 50 \quad \text{OKEY}$$

ESFUERZO DE DISEÑO EN COMPRESION PARALELA A LAS FIBRAS CONSIDERANDO
ESBELTEZ.

$$f_{cd} = 0.3 E/(KL/b)^2 = (0.30 * 70,000)/40^2 = 13.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} < f_{cp} \quad \text{OKEY}$$

Capacidad :

$$P = A * f_{cd} = (7.5 \text{ cm} * 9.5 \text{ cm})(13.1 \text{ kg/cm}^2) \quad P = 933 \text{ kg.}$$

CAPACIDAD EN COMPRESION AXIAL EN LA CONDICION "B".

Dirección sin arriostrar :

$$KL/b = 1 * (300 \text{ cm.}/9.5 \text{ cm.}) = 32$$

$$f_{cd} = 0.3 E/(KL/b)^2 = (0.30 * 70,000)/32^2 = 20.50 \text{ kg/cm}^2 < f_{cp} \quad \text{OKEY}$$

$$P = A * f_{cd} = (7.5 \text{ cm} * 9.5 \text{ cm})(20.50 \text{ kg/cm}^2) \quad P = 1461 \text{ kg.}$$

Dirección arriostrada :

$$KL/b = 1 * (150 \text{ cm.}/7.5 \text{ cm.}) = 20$$

$$f_{cd} = 0.3 E/(KL/b)^2 = (0.30 * 70,000)/20^2 = 52.50 \text{ kg/cm}^2 < f_{cp} \quad \text{OKEY}$$

$$P = A * f_{cd} = (7.5 \text{ cm} * 9.5 \text{ cm})(52.50 \text{ kg/cm}^2) = 3740 \text{ kg.} > 1461 \text{ kg}$$

$$P = 1461 \text{ kg}$$

3.7.2.2.- MIEMBROS SECCION COMPUESTA.

Es posible formar miembros de secciones compuestas por varias piezas unidas por medio de clavos, pijas o pernos, como las mostradas en la figura 3.17b. La resistencia a la compresión de miembros de esta clase es superior a la suma de las resistencias de las piezas que las integran, consideradas individualmente, pero inferior a la de un miembro macizo de las mismas dimensiones. (Sólo en el caso de miembros formados uniendo las piezas adecuadamente con pegamentos se obtienen resistencias semejantes a las de los miembros macizos). La resistencia de los miembros compuestos varía considerablemente según el número, el tamaño y la disposición de los elementos de unión empleados, de manera que es difícil establecer reglas sencillas de dimensionamiento de validez general. Cuando circunstancias particulares hagan interesante su empleo es aconsejable recurrir a ensayos que den una indicación de las resistencias que pueden esperarse del diseño propuesto.

De manera aproximada, la capacidad de una columna compuesta se calculará con las fórmulas para columnas simples pero reduciendo las capacidades así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla :

L/b	Capacidad reducida, % de la calculada.
2.00	88.00
6.00	82.00
10.00	77.00
14.00	71.00
18.00	65.00
22.00	74.00
26.00	82.00
30.00	91.00
34.00	99.00

Tabla 3.7

Para valores de L/b intermedios entre los que se consignan en esta tabla debe interpolarse linealmente.

3.7.2.3.- MIEMBROS DE ELEMENTOS ESPACIADOS.

Están constituidos por dos o más piezas separadas por empaques o bloques separadores (figura 3.17c). Si la unión entre los empaques extremos de un miembro de elementos espaciados y las piezas longitudinales es adecuada se reduce la longitud efectiva del miembro de manera que su capacidad es superior a la de los elementos que lo componen considerados individualmente. Todas las piezas que constituyen a dicho elemento tendrán la misma dimensión mínima, b . El espesor de los empaques será también igual a dicha dimensión.

3.7.3.- MIEMBROS SOMETIDOS A CARGAS TRANSVERSALES (VIGAS).

La acción crítica en miembros sometidos a cargas transversales, como las vigas, suele ser la flexión. Debido a la estructura y propiedades particulares de la madera, las vigas de este material se fabrican de manera que las fibras queden orientadas perpendicularmente a las fuerzas transversales que deben soportarse, es decir, las fibras quedan paralelas al eje longitudinal de la viga. En estas condiciones la madera resiste acciones flexionantes con gran eficiencia, ya que la relación entre su rigidez en flexión y su peso es alta.

3.7.3.1.- DISEÑO DE PIEZAS EN FLEXION.

Para el caso de la cimbra, las condiciones de apoyo determinan el valor del momento flexionante que para el caso :

1.-



$$M_{\text{máx}} = w l^2 / 8$$

2.-



$$M_{\text{máx}} = w l^2 / 12$$

Por tanto, es deseable diseñar para una condición promedio :

$$M_{flex. max.} = wl^2 / 10$$

Después de obtenido el momento máximo podremos dimensionar nuestro elemento a través de la fórmula de escuadría :

$$f = (M * y) / I$$

donde :

M = Momento flexionante.

y = Distancia del eje neutro a la fibra más lejana.

I = Momento de inercia de la sección.

f = Esfuerzo permisible a flexión.

que se considera aplicable para relaciones de peralte a ancho menores de cinco.

Se tienen las siguientes salvedades :

a).- Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada de igual área.

b).- Si el peralte de una viga de sección rectangular excede 30 cm., (los esfuerzos de flexión que alcanzan vigas muy aperaltadas ensayadas a la falla, son menores que los que se presentan en vigas de menor peralte), las NTC recomiendan introducir el siguiente factor, C_f , que multiplique al momento de inercia :

$$C_f = 0.81 * \{(d^2 + 922)/d^2 + 568\} \quad (3.14)$$

donde :

C_f = Factor de tamaño, utilizado para disminuir el esfuerzo permisible de flexión.

d = Peralte del elemento, cm.

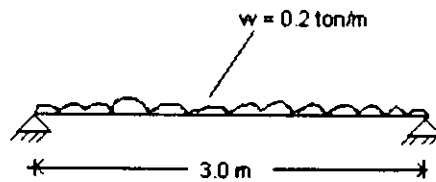
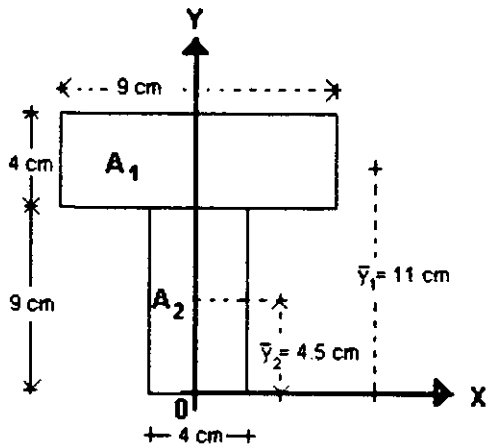
Para valores de d menores que 30 cms. se toma $C_f = 1$ ya que fórmula dá valores mayores que la unidad.

EJEMPLO 3.3. Revisión de esfuerzos debidos a flexión.

A veces resulta ventajoso unir dos o más piezas para formar una sección compuesta como la de este ejemplo. Para que las piezas funcionen conjuntamente es necesario asegurar que no exista resbalamiento entre ellas. Cuando la unión implica resbalamiento éste debe tomarse en cuenta.

Para poder aplicar la fórmula de la flexión (3.13) es necesario calcular el momento de inercia centroidal de la sección. Esto implica la determinación del centroide de la sección y la utilización del Teorema de los Ejes Paralelos. Para que se considere satisfactoria la sección el esfuerzo máximo calculado debe ser igual o inferior al esfuerzo permisible apropiado para el caso en estudio.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA



Determinar los esfuerzos debidos a flexión en las fibras superiores e inferiores.

MOMENTO FLEXIONANTE MAXIMO

$$M = w l^2 / 8 = (0.20 \cdot 3^2) / 8 = 0.225 \text{ ton-m} = 0.225 \times 10^5 \text{ kg-cm.}$$

MOMENTO DE INERCIA

$$y = \frac{(A_1 \cdot y_1) + (A_2 \cdot y_2)}{(A_1 + A_2)}$$

CENTROIDE

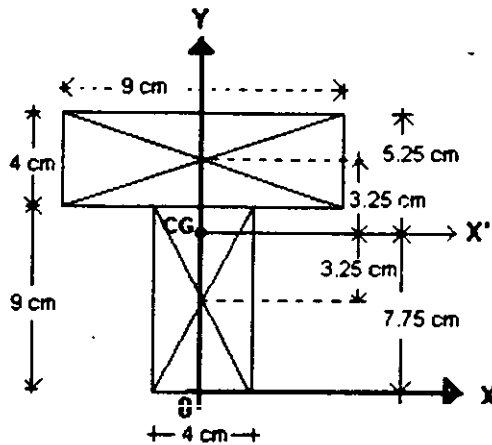
$$\bar{y} = \frac{\{(4 \cdot 9 \cdot 11) + (4 \cdot 9 \cdot 4.5)\}}{\{(4 \cdot 9) + (4 \cdot 9)\}}$$

$$\bar{y} = 7.75 \text{ cm.}$$

CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA.

$$I = (9 \cdot 4^3 / 12) + (4 \cdot 9 \cdot 3.25^2) + (4 \cdot 9^3 / 12) + (4 \cdot 9 \cdot 3.25^2)$$

$$I = 1052 \text{ cm}^4.$$



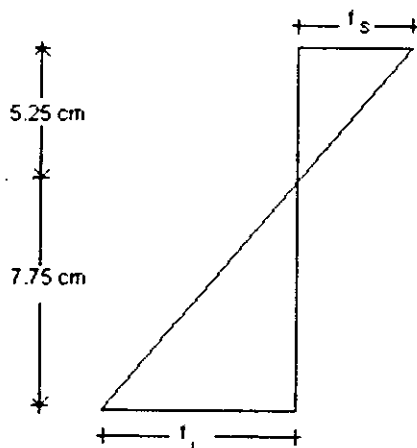
ESFUERZOS

$$f = M y / I$$

(3.13)

$$f_s = (0.225 * 10^5)(5.25)/1052 = 112 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f_i = (0.225 * 10^5)(7.75)/1052 = 166 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$



3.7.3.2.- COMBINACION DE FLEXION Y CARGA AXIAL.

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que :

$$(P / A) + (M / S) \leq f \quad (3.14)$$

Los miembros sujetos a flexocompresión deberán proporcionarse en tal forma que :

$$(P/A) + (M / \{f S (1 - (P L^2 / EI))\}) \leq 1 \quad (3.15)$$

donde :

A = Area de la sección transversal de la pieza (cm^2)

E = Módulo de elasticidad (kg/cm^2)

f = Esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm^2)

I = Momento de inercia (cm^4)

M = Momento flexionante (kg-cm)

S = Módulo de sección (cm^3)

3.7.3.3.- FUERZA CORTANTE.

Aunque el momento flexionante o la deflexión suelen ser los factores críticos en el dimensionamiento de vigas, pueden presentarse situaciones en que rija la fuerza cortante, particularmente en el caso de claros cortos con cargas grandes.

En un miembro sometido a cargas transversales, la fuerza cortante produce esfuerzos cortantes en planos perpendiculares y paralelos al eje del miembro. La madera tiene considerable resistencia a esfuerzos cortantes perpendiculares a las fibras ; sin embargo, su resistencia a esfuerzos paralelos a las fibras es baja.

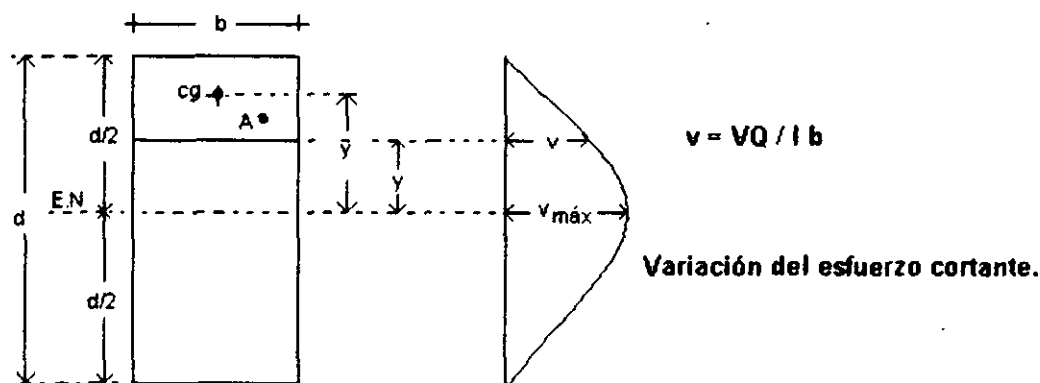
Puesto que las vigas se fabrican de manera que las fibras queden orientadas en sentido paralelo a su eje longitudinal, cuando la fuerza cortante resulta crítica, provoca fallas en planos horizontales, debidas a esfuerzos cortantes (o rasantes). Los esfuerzos cortantes se revisan con la expresión clásica de materiales elásticos :

$$v = (VQ)/(Ib) \quad (3.16)$$

en donde v es la fuerza cortante que actúa en una sección dada de una viga, Q es el momento estático con respecto al eje neutro del área de la sección encima o debajo del corte donde se desea determinar el esfuerzo cortante, I es el momento de inercia de la sección y b es el ancho de la sección al nivel del corte considerado. En la figura 3.20 se puede apreciar el significado de la ec. (3.16).

Para secciones rectangulares la ec. (3.16) da el siguiente valor para el esfuerzo cortante a la altura del plano, que es el máximo posible :

$$v_{\text{máx}} = (3/2)(V/bd) \quad (3.18)$$



E.N. = Eje Neutro del área.

V = Fuerza Cortante.

v = Esfuerzo cortante a la altura y.

$Q = A * \bar{y}$

b = Ancho de la sección donde se desea determinar el esfuerzo cortante.

En vigas de sección rectangular el esfuerzo cortante máximo se presenta a la altura del E.N. y se calcula por medio de la ec. (3.18).

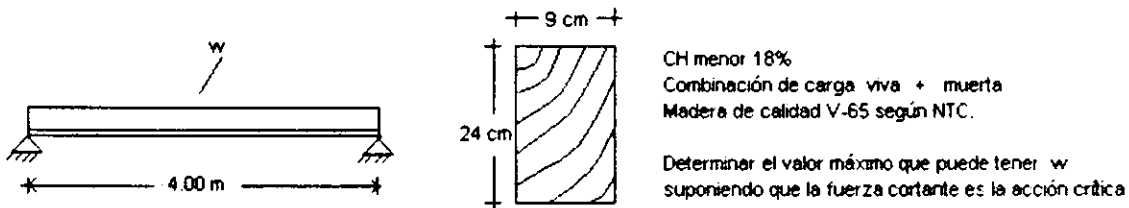
Figura 3.20 Esfuerzos cortantes en vigas.

Generalmente los reglamentos permiten que la revisión por esfuerzo cortante se efectúe para la fuerza cortante correspondiente a una sección a un peralte del apoyo, esto se ilustra en el siguiente ejemplo.

EJEMPLO 3.4. Para ilustrar la aplicación de la fórmula (3.18) se supuso que la fuerza cortante es la acción crítica, cosa que no es frecuente en casos prácticos. Obsérvese que no se incremento el esfuerzo permisible aunque se trata de madera seca. Esto se debió a que en las NTC no se permiten incrementos en este caso para condición seca por considerarse que el secado puede dar origen a rajaduras horizontales en los extremos que pueden afectar la resistencia a esfuerzos cortantes. En el cálculo, como lo permiten las NTC, se utilizó la fuerza cortante correspondiente a una sección localizada a un peralte del apoyo.

CAPACIDAD POR CORTANTE DE UNA VIGA CON CARGA UNIFORME.

DATOS :



ESFUERZO PERMISIBLE

Incrementos : (sección 3.4.3)

- a) Por duración de carga = 15%
- b) Por condición seca = 0% (no se permiten incrementos)

Esfuerzo en condición verde (Tabla 3.5)

Esfuerzo cortante paralelo a la fibra = 9 kg/cm^2

Esfuerzo permisible :

$$v_p = 9(1 + 0.15) = 10.40 \text{ kg/cm}^2$$

CAPACIDAD DE CARGA POR CORTANTE.

$$V = w (L - 2 d)/2$$

$$V = w (400 - 48)/2$$

$$V = 176 w \dots\dots\dots(a)$$

$$v_{\text{máx}} = (3/2)(V/bd)$$

$$V = (2/3)(v_{\text{máx}})(bd)$$

$$V = (2/3)(10.40 * 9.00 * 24.00)$$

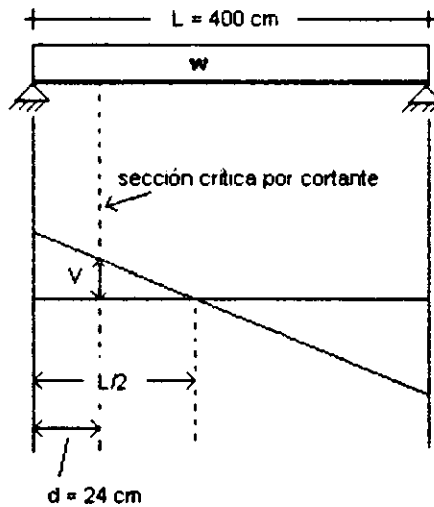
$$V = 1498.00 \text{ kg} \dots\dots\dots(b)$$

sustituyendo (b) en (a)

$$1498.0 \text{ kg} = 176.00 w$$

$$w = 8.50 \text{ kg/cm}$$

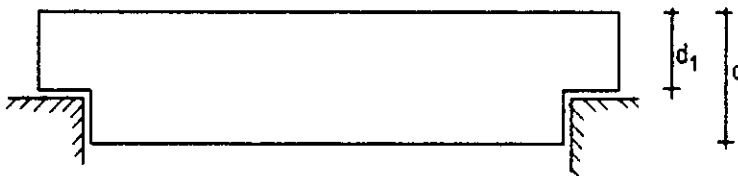
$$\underline{w = 0.85 \text{ ton/m}}$$



Es frecuente que por razones funcionales sea necesario recortar los extremos de vigas, de manera que quede reducido el peralte disponible en esta región, como se indica en la figura 3.21.

Debido a las concentraciones de esfuerzos que se presentan en esta situación, es conveniente calcular los esfuerzos cortantes con un criterio conservador. Un método típico consiste en obligar que el esfuerzo cortante calculado con una expresión semejante a la fórmula (3.19), sea inferior al esfuerzo cortante permisible.

$$v = \left\{ \frac{3V}{2 b d_1} \right\} * \left(\frac{d}{d_1} \right) \quad (3.19)$$



donde :

V = Reacción total sobre el apoyo.

b = Ancho de la viga.

d1 = Peralte sobre el recorte.

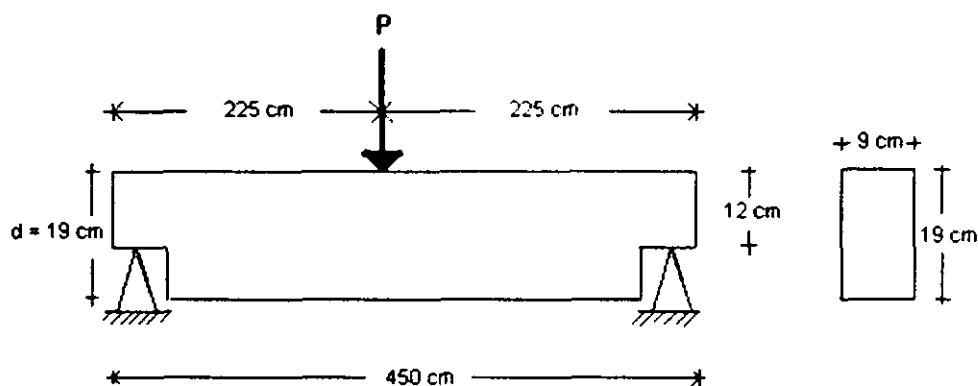
v = Esfuerzo cortante.

d = Peralte total.

Figura 3.21. Capacidad por cortante de una viga con recortes en los extremos.

EJEMPLO 3.5. Capacidad por cortante de una viga con recortes en los extremos.

DATOS :



Encontrar el valor máximo que puede alcanzar y suponiendo que la fuerza cortante es la acción crítica.

Esfuerzo permisible $v_p = 10 \text{ kg/cm}^2$

CAPACIDAD POR CORTANTE

$$v = (3/2) * (V/bd_1) * (d/d_1) \tag{3.19}$$

$$10 = (3/2) * (V/9*12) * (19/12)$$

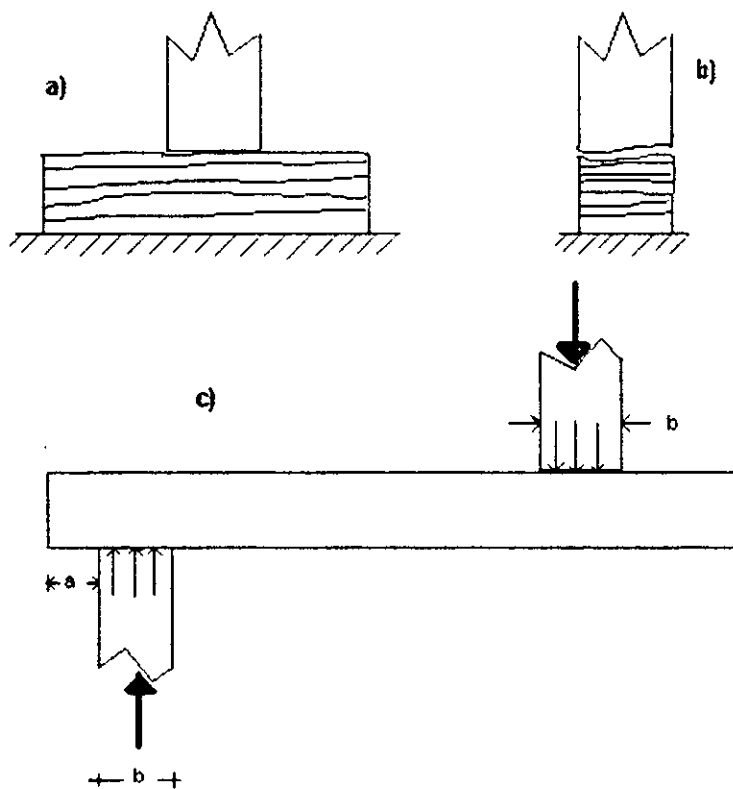
$$V = 455 \text{ kg}$$

luego $V = P/2$ **P = 910 kg**

3.7.3.4.- ACCIONES NORMALES A LAS FIBRAS O ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO.

En las vigas, pueden presentarse esfuerzos de compresión normales a las fibras en los apoyos y bajo cargas concentradas, como se muestra en la figura 3.22a. Los valores de dichos esfuerzos se obtienen dividiendo la carga entre el área en que está aplicada. Estos valores deben ser inferiores a los permisibles.

En el caso de apoyos de menos de 15 cm. de largo localizados a más de 8 cm. del extremo (figura 3.22c) las NTC permiten incrementar el esfuerzo permisible de acuerdo con la tabla 3.8. Este incremento se justifica porque las fibras inmediatas a la zona afectada contribuyen considerablemente a resistir la carga. En situaciones en que toda la superficie de una pieza está cargada la resistencia es menor. Así, en el caso de la figura 3.22a, la resistencia a compresión normal es mayor que en el de la figura 3.22b.



La longitud "a" debe ser mayor que 8 cm. y "b" menor que 15 cm. para poder aplicar los incrementos de la tabla 3.8.

Figura 3.22. Esfuerzos de compresión perpendiculares a las fibras (aplastamiento).

Longitud de apoyo, en cm.	Porcentaje de incremento.
1.50	75.00
2.50	38.00
4.00	25.00
5.00	19.00
8.00	13.00
10.00	10.00
15.00	00.00

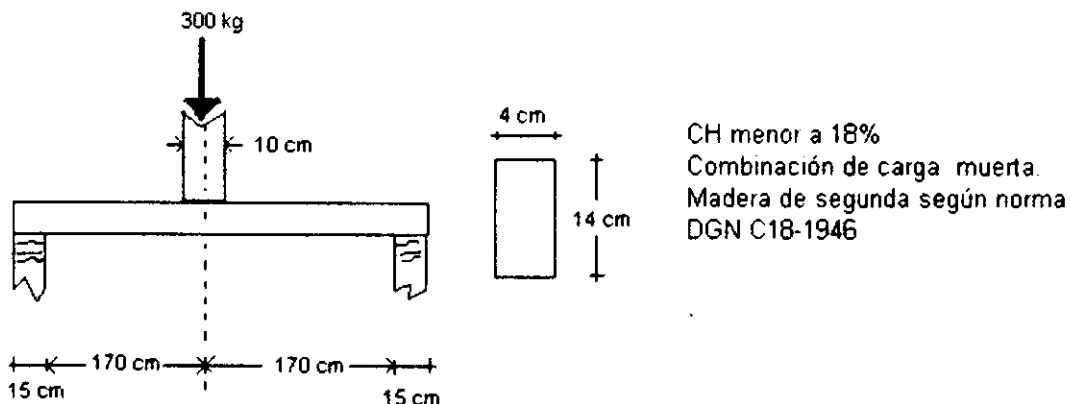
Tabla 3.8. Porcentajes de incremento de esfuerzos permisibles de compresión perpendicular a las fibras según la longitud del apoyo recomendados por las NTC.

EJEMPLO 3.6. Revisión de esfuerzos de aplastamiento en una viga.

Se supuso que predominó la carga muerta, por lo que no se incrementó el esfuerzo permisible por duración de carga. El aumento de 50% se debe a condición seca. Para revisar el esfuerzo bajo la carga concentrada se consideró un 10% adicional, de acuerdo a la tabla 3.8, ya que la longitud del apoyo es menor de 15 cm. y la distancia al extremo es mayor de 8 cm. Este incremento también podría haberse utilizado en los apoyos al comprobar que la longitud requerida dejaba una longitud hasta el apoyo también superior a 8 cm.

De acuerdo con el cálculo la longitud requerida en los apoyos fue de sólo 3 cm. por lo que resultó un valor de $L = 343$ cm. Cálculos de este tipo son convenientes únicamente cuando el ancho del apoyo es grande. En muchos casos es mas sencillo suponer que la longitud del claro es igual a la distancia entre centros de apoyos y revisar si el esfuerzo de aplastamiento en toda la superficie del apoyo es inferior al permisible. En el ejemplo, siguiente este criterio, habría resultado un claro $L = 355$ cm, al que habrán correspondido momentos ligeramente mayores que los obtenidos con $L = 344$ cm. Evidentemente los esfuerzos de aplastamiento habrían sido muy inferiores a los permisibles.

DATOS :



- a) Determinar el claro de cálculo de acuerdo con el área de apoyo requerida.
- b) Revisar el esfuerzo bajo la carga concentrada.

REACCION $R = 300 \text{ kg}/2 = 150 \text{ kg}$

ESFUERZOS PERMISIBLES (sección 3.4.3)

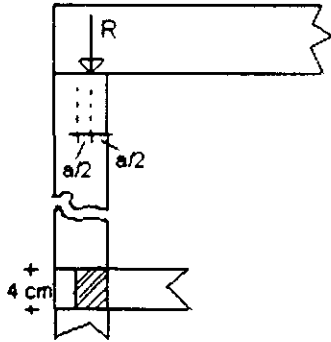
- a) Por duración de carga = 0%
- b) Por condición seca = 50%
- c) Como $a > 8$ cm. y $b < 15$ cm. = 10% (tabla 3.8)

En los apoyos : $f_{np} = 9 * (1.00 + 0.50) = 13.50 \text{ kg/cm}^2$

Bajo la carga concentrada : $f_{np} = 9 * (1.00 + 0.50 + 0.10) = 14.40 \text{ kg/cm}^2$

CLARO DE CALCULO

Longitud de apoyo requerida.



$$R = 4 \text{ cm} * a \text{ (cm)} * f \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$$

$$150 \text{ kg} = 4 \text{ cm} * a \text{ (cm)} * 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 3 \text{ cm}$$

CLARO

$$L = 340 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = 343 \text{ cm}$$

REVISION DE ESFUERZO BAJO CARGA CONCENTRADA

$$f_n = 300 \text{ kg} / 4 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 7.50 \text{ kg/cm}^2 < f_{np} = 14.40 \text{ kg/cm}^2$$

3.7.3.5.-DEFLEXION (FLECHA).

Suele aceptarse que la deflexión de vigas de madera puede predecirse por medio de las expresiones que proporciona la Mecánica de Materiales para el cálculo de deflexiones debidas a flexión. Esto implica :

- a) Que se considera válida la hipótesis de que las acciones planas antes y después de la flexión permanecen planas.
- b) Que la deformación debida a cortante es despreciable (figuras 3.23a y 3.23b).

En realidad en vigas de madera las secciones planas se vuelven curvas debido a que los esfuerzos cortantes (o rasantes) varían desde un máximo en el eje neutro hasta cero en las fibras extremas. El efecto de esto puede apreciarse en la figura 3.23c. Sin embargo, los errores que resultan de aceptar las hipótesis mencionadas son menores de aproximadamente 4%, de manera, que es razonable el empleo de fórmulas usuales para la determinación de la deflexión por flexión únicamente.

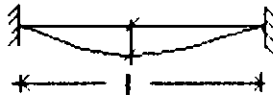
La deformación máxima, provocada por la flexión, se le denomina comúnmente *flecha máxima* ; su valor depende principalmente del claro " l " y función directamente proporcional de la carga por metro " w ", el módulo de elasticidad " E ", y el momento de inercia centroidal de la sección " I " .

Para el caso



$$y_{m\acute{a}x} = (5 w l^4) / (384 EI)$$

Para el caso



$$y_{\text{máx}} = (w l^4)/(384 EI)$$

Por lo que se acostumbra diseñar para la condición :

$$y = (3 w l^4)/(384 EI)$$

Notación :

$$y_{\text{máx}} = \Delta_{\text{máx}}$$

Como ya se mencionó, las NTC dan los valores para el módulo de elasticidad de la madera en condición verde : un valor mínimo y un valor promedio. Para contenidos de humedad inferiores a 18%, estos valores pueden incrementarse un 10%, si el elemento de madera en cuestión se instaló en condición seca. Dichas normas indican que para el cálculo de deflexiones en general deben usarse valores mínimos. Sin embargo, si se trata de elementos resistentes que trabajan en conjunto, espaciados a no más de 60 cm. se permite utilizar el valor medio, ya que es poco probable que todos los miembros involucrados tengan valores bajos del módulo de elasticidad.

Al estudiar las deformaciones de estructuras de madera debe tenerse en cuenta que las vigas, cuando quedan sometidas a cargas que actúan durante largo tiempo, adquieren deformaciones adicionales debido a un comportamiento viscoelástico de la madera, comparables a las que resultan de un cálculo elástico. Esto significa que el módulo de elasticidad cambia con el tiempo. Por el contrario, permanece constante, lo que puede comprobarse ensayando vigas que han estado cargadas durante largo tiempo: el módulo que resulta es el mismo que el obtenido antes de la aplicación de la carga.

En el artículo 207 del Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se establecen los siguientes límites para flechas :

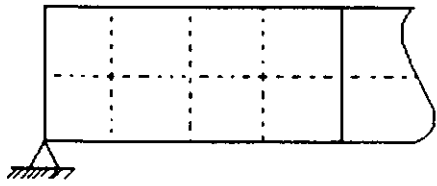
Para miembros que no afectan elementos no estructurales :

$$\Delta < 0.50 \text{ cm.} + L/240$$

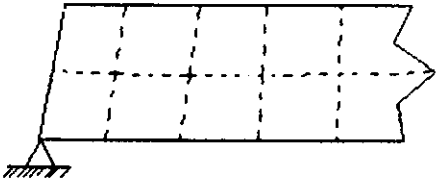
Para miembros que afectan elementos no estructurales :

$$\Delta < 0.30 \text{ cm.} + L/480$$

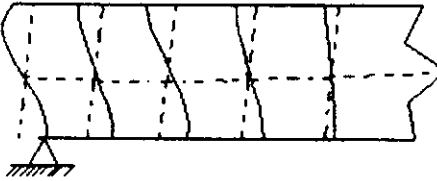
Estos límites no son aplicables a los claros pequeños propios de muchos de los elementos de los sistemas de piso o techo: las flechas admisibles correspondientes son excesivas. Para claros inferiores a 3.50 cm. las NTC proponen como límite cuatro milésimas del claro incluyendo las deformaciones diferidas. Si la deformación puede afectar a elementos no estructurales se recomienda que las deformaciones no excedan a 3 milésimas del claro.



a) Viga antes de aplicación de carga.



b) Condición suponiendo que las secciones planas permanecen planas.



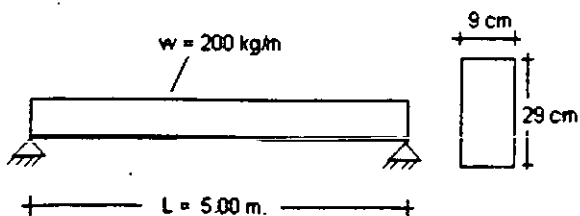
c) Condición real en que las secciones planas se vuelven curvas debido al efecto de los esfuerzos rasantes.

Figura 3.23 Deflexión de vigas.

EJEMPLO 3.7. Revisión de la deflexión de una viga.

Siguiendo las recomendaciones de las NTC, por tratarse de un miembro aislado, se utilizó el menor de los módulos de elasticidad dados en la tabla 3.4. Este valor se incrementó en un 10% ya que se supone que el miembro se instalará en condición seca y permanecerá en esta condición en uso. No se tomó en cuenta de manera explícita la deformación adicional debida, a las características viscoelásticas de la madera. En el caso del ejemplo, dada la diferencia entre la deflexión calculada y la admisible y en vista de que los valores de los módulos de elasticidad recomendados en las NTC son muy conservadores, puede considerarse que la sección de la viga es aceptable desde el punto de vista de deformación. Cuando se desea tomar en cuenta los efectos viscoelásticos pueden multiplicarse las deflexiones calculadas en la forma ilustrada en el ejemplo por un factor que varía aproximadamente de 1.5 a 2.0 según la proporción de carga aplicada en forma continua.

DATOS :



CH menor 18% (al instalarse y en condición de servicio.)
 Madera de primera según la norma DGN C18-1946
 Miembro aislado cuya deflexión no afecta a miembros no estructurales.

FLECHA ADMISIBLE :

$$\Delta_{adm} = 0.50 \text{ cm} + L/240 = 0.50 + (500/240) = 2.60 \text{ cm}$$

FLECHA CALCULADA ::

$$\Delta_{cal} = (5/384) * (w l^4/EI)$$

$$w = 200 \text{ kg/m} = 2 \text{ kg/cm.}$$

$$I = b d^3/12 = 9 * 29^3/12 = 18,292 \text{ cm}^4$$

$$E = 1.10 * 40,000 = 44,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{tabla 3.4})$$

incremento del 10%

$$\Delta = (5/384) * (2 * 500^4)/(44,000 * 18,292)$$

$$\Delta = 2 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 2.6 \text{ cm} \quad \text{OKEY}$$

3.7.3.6.- PANDEO LATERAL.

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas (arriostradas).

3.8.- ELEMENTOS DE UNION.

Es importante reconocer que el comportamiento del conjunto estructural no será adecuado si las uniones no tienen la resistencia necesaria para que los elementos estructurales que unen puedan desarrollar la capacidad requerida de ellos. El comportamiento de las uniones o conexiones de madera depende de las características de la madera, orientación de la carga con respecto al elemento de unión y de éste con respecto a las fibras de madera, peso específico, contenido de humedad y la duración de las cargas transmitidas a través de la unión.

Para determinar la capacidad de los distintos elementos de unión tales como clavos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos :

- Coníferas livianas $\gamma \leq 0.50$
- Coníferas densas $\gamma > 0.50$
- Estructuras densas de hoja caduca (tales como cedro, álamo y similares).

3.8.1.- CLAVOS.

El clavo es el elemento de unión mas usual en el tipo de construcción ligera. La gama de clavos asequibles comercialmente en México es relativamente reducida. Los utilizados comúnmente para aplicaciones en la construcción son los denominados "estándar" con cabeza y el tipo "americano" con cabeza (figura 3.24 y tablas 3.9 y 3.10). El material empleado es el alambre liso de acero de bajo carbono.

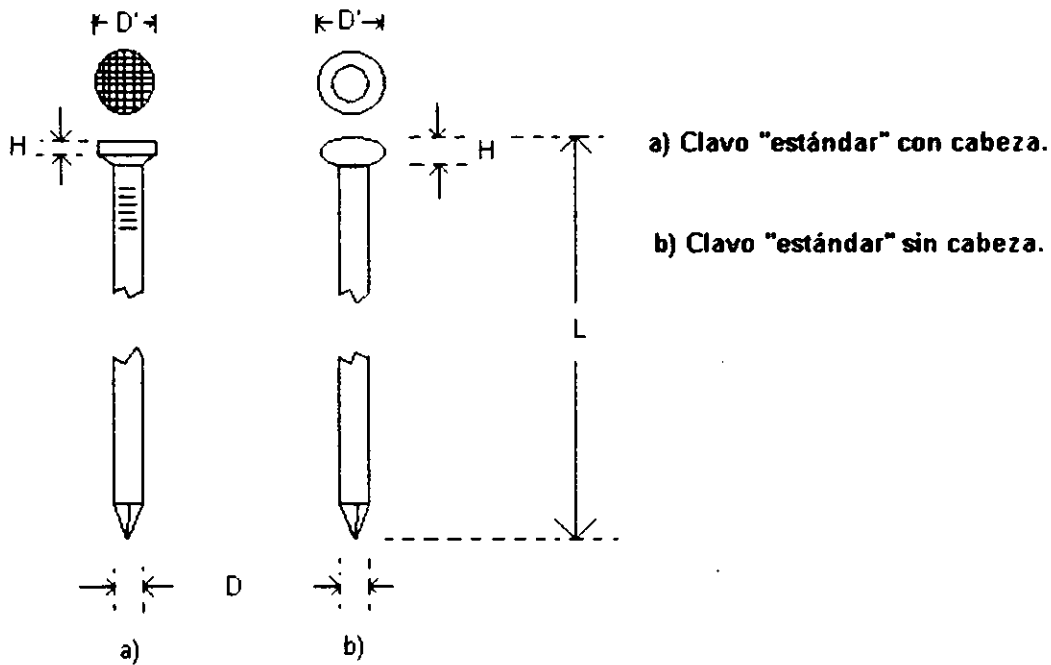


Figura 3.24 Dimensiones básicas de clavos.

Los clavos pueden usarse de dos maneras; aprovechando su resistencia a fuerzas laterales o aprovechando su resistencia a la extracción. La primera modalidad es la más eficiente. En la figura 3.25 se muestran estos dos usos gráficamente.

La capacidad de los clavos para resistir fuerzas laterales está regida por su resistencia a la flexión y la extracción o por fallas en la madera debidas a rajaduras o aplastamiento de las fibras. La deformación es lo que limita esencialmente la capacidad aprovechable en servicio de este tipo de juntas.

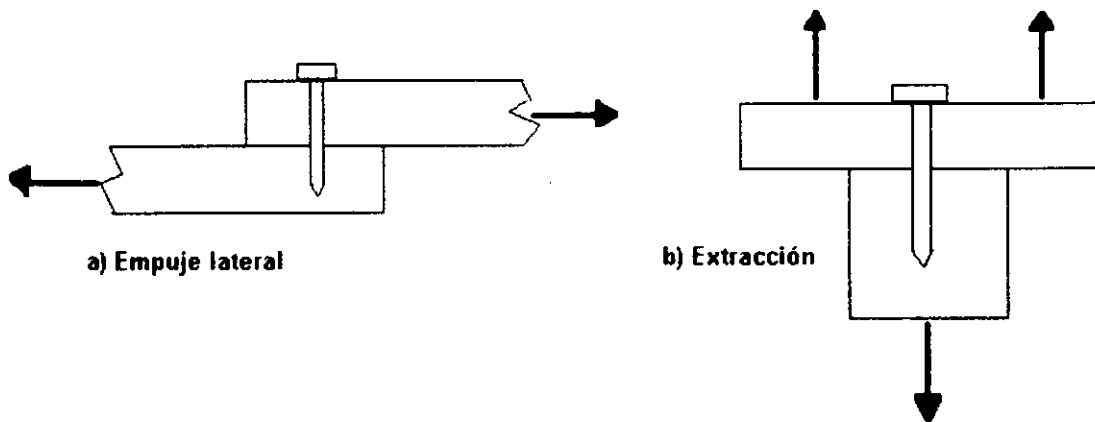


Figura 3.25 Formas en que los clavos transmiten fuerzas.

MEDIDA COMERCIAL	DIAMETRO DEL ALAMBRE		LONGITUD DEL CLAVO		DIMENSIONES DE LA CABEZA		
	D		L		D'		H
	mm.	pulg.	mm.	pulg.	mm.	pulg.	mm.
11-25	1.82	0.072	25.40	1	4.50	0.177	0.914
11-30	1.82	0.072	31.80	1 ¼	4.50	0.177	0.914
12-35	2.03	0.080	38.10	1 ½	5.00	0.197	1.020
14-45	2.32	0.091	44.50	1 ¾	5.77	0.228	1.160
15-50	2.68	0.105	50.80	2	6.75	0.266	1.330
16-65	3.06	0.120	63.50	2 ½	7.50	0.295	1.520
17-75	3.42	0.135	76.20	3	8.50	0.335	1.710
19-90	4.11	0.162	88.90	3 ½	10.30	0.406	2.060
20-100	4.49	0.177	102.00	4	11.30	0.445	2.250
21-115	4.49	0.177	114.00	4 ½	11.30	0.445	2.250
22-125	4.87	0.192	127.00	5	12.30	0.484	2.440
22-140	4.87	0.192	140.00	5 ½	12.30	0.484	2.440
23-150	5.25	0.207	152.00	6	13.00	0.512	2.630

Tabla 3.9 Características geométricas de clavos "estándar" con cabeza.

MEDIDA COMERCIAL	DIAMETRO DEL ALAMBRE		LONGITUD DEL CLAVO		DIMENSIONES DE LA CABEZA		
	D		L		D'		H
	mm.	pulg.	mm.	pulg.	mm.	pulg.	mm.
12-25	1.82	0.072	25.40	1	4.50	0.177	0.914
13-30	2.03	0.080	31.80	1 ¼	5.00	0.197	1.020
14-35	2.18	0.086	38.10	1 ½	5.45	0.215	1.100
16-45	2.68	0.105	44.50	1 ¾	6.75	0.266	1.330
17-50	3.06	0.120	50.80	2	7.50	0.295	1.520
18-65	3.42	0.135	63.50	2 ½	8.50	0.335	1.710
19-75	3.76	0.148	76.20	3	9.25	0.364	1.870
20-90	4.11	0.162	88.90	3 ½	10.30	0.406	2.060
22-100	4.87	0.192	102.00	4	12.30	0.484	2.440
23-115	5.25	0.207	114.00	4 ½	13.00	0.512	2.630
24-125	5.72	0.225	127.00	5	14.30	0.563	2.850
25-140	6.19	0.244	140.00	5 ½	15.50	0.610	3.100
25-175	6.19	0.244	178.00	7	14.00	0.551	2.670
26-150	6.66	0.262	152.00	6	16.60	0.654	2.320
26-200	6.66	0.262	203.00	8	14.90	0.588	2.700
27-175	7.18	0.283	178.00	7	18.00	0.709	3.590
28-200	7.95	0.313	203.00	8	19.90	0.783	3.960

Tabla 3.10 Características geométricas de clavos tipo “americano” con cabeza.

Si la punta de los clavos sobresale por lo menos tres diámetros y se dobla la capacidad carga puede aumentarse en un 40%. Véase la figura 3.26.

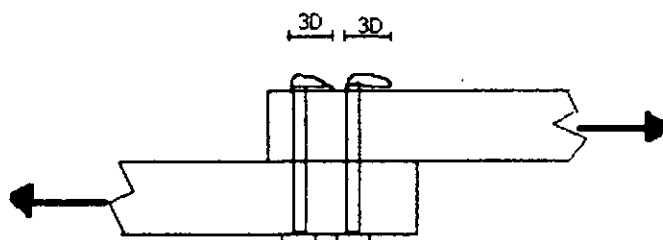


Figura 3.26 Unión simple con clavos con la punta doblada.

Para clavos hincados en los extremos de miembros, paralelamente a las fibras, la carga lateral permisible debe reducirse al 60% de la correspondiente a clavos perpendiculares a las fibras (figura 3.27).

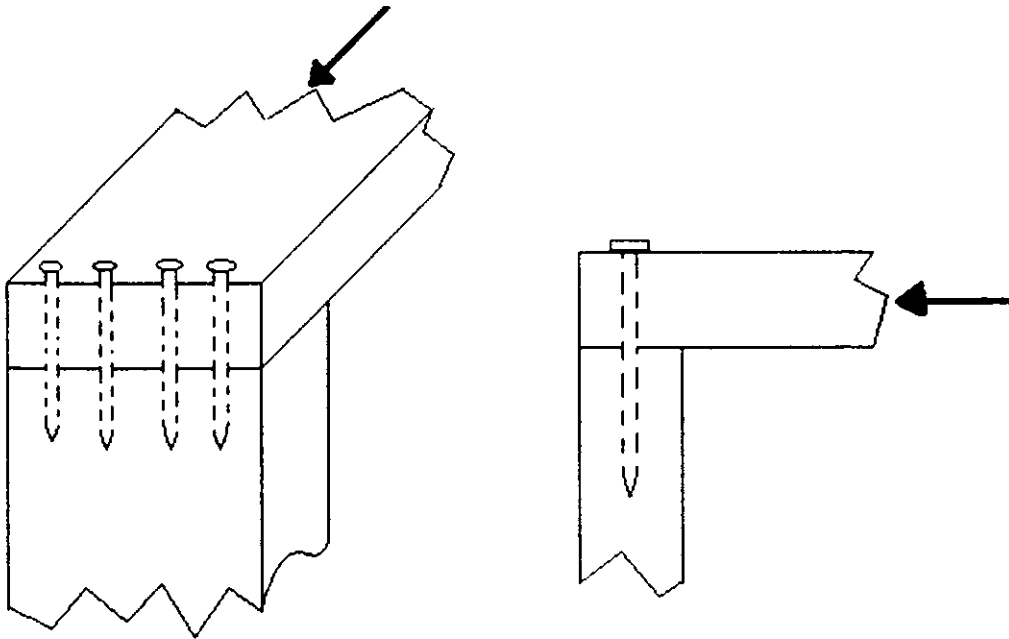


Figura 3.27 Capacidad de clavos hincados paralelamente a las fibras.

Sólo se permiten para uso estructural los clavos comunes de alambre de acero estirado en frío. Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula :

$$P = k * D^3 / 2 \quad (3.20)$$

en la cual :

D = Diámetro del clavo en mm.

K = Constante consignada en la tabla 3.11.

P = Carga de trabajo en kilogramos por clavo.

Grupo	K
Coníferas livianas	3.50
Coníferas densas	4.30
Estructurales densas de hoja caduca.	5.00

Tabla 3.11 Valores de K.

Para que las fórmulas anteriores sean válidas se requieren las siguientes condiciones mínimas :

a).- Que el clavo penetre cuando menos 2/3 de su longitud en la pieza principal.

b).- Que la separación entre clavos sean como sigue :

b.1) Paralelas a la carga.

- 12 D del borde cargado.
- 5 D del borde no cargado.
- 10 D entre clavos de una hilera.

b.2).- Normales a la carga.

- 5 D entre hileras.

3.8.2.- TORNILLOS.

Se aplicarán estas normas a tornillos de acero para madera, de cualquier tipo de cabeza. La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión :

$$P = K * D^2 \quad (3.21)$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla 3.12.

Grupo	K
Coníferas livianas	1.80
Coníferas densas	2.30
Estructurales densas de hoja caduca.	2.50

Tabla 3.12 Valores de K.

Los tornillos deben insertarse en agujeros previamente hechos con un diámetro de 0.875 del diámetro del tornillo en la zona de rosca. La penetración en el miembro que contenga la punta será cuando menos siete veces el diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue :

Paralelas a la carga.

- 8 D del borde cargado.
- 4 D del borde no cargado.
- 6 D entre tornillos.

Normales a la carga.

- 4 D entre hileras.

3.8.3.- PERNOS.

Se entiende que se trata de pernos de acero con la cabeza en un extremo o con dos extremos roscados y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones :

a).- Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50 f_c t D K \quad (3.22)$$

en donde :

f_c = Esfuerzo de compresión paralela a la fibra.

D = Diámetro del perno en centímetros.

t = Menor grueso o suma de gruesos de los miembros que transmiten los esfuerzos (en cm.) para juntas a tope.

t = Doble de grueso de la pieza más delgada (en cm.) para juntas traslapadas.

K = Constante consignada en la tabla 3.13.

T / D	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

Tabla 3.13.

Para valores de t / D intermedios entre los que se consignan en esta tabla deberá interpolarse linealmente.

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero :

$$P = 0.66 f_c t D K \quad (3.23)$$

Además se le aplicarán los factores de coeficientes de servicio previamente descritos.

b).- Carga aplicada normal a la fibra.

$$P = 0.66 f_c t D K K_2 \quad (3.24)$$

t/D	K	D	K ₂
hasta 9	1.00	3/8"	2.50
10	0.94	1/2"	1.95
11	0.85	5/8"	1.68
12	0.76	3/4"	1.52
13	0.68	7/8"	1.41
14	0.62	1"	1.33
		1 1/4"	1.27
		3" o más.	1.03

Tabla 3.14

f_c = Esfuerzo normal a la fibra.

3.8.4.- CONECTORES.

La capacidad de carga de estos elementos se determinará de acuerdo con los datos proporcionados por los fabricantes de los mismos.

3.9.- CIMBRA DE COLUMNAS.

En general las columnas son elementos esbeltos con dimensiones transversales pequeñas en comparación con su altura.

Las características que distinguen el diseño de cimbras son : colados desde alturas considerables, dimensiones transversales pequeñas, verticalidad rigurosa de la cimbra y estabilidad lateral durante el colado.

3.9.1.- EMPUJES ACTUANTES.

Las NTC no detallan específicamente la forma de considerar los empujes del concreto en estado plástico sobre la cimbra, sin embargo, es válido considerar estos empujes suponiendo una variación lineal de la presión en función de la altura y la densidad del concreto fresco que puede variar desde 2100 a 2400 kg/m³.

$$p = \gamma_c h \quad (3.25)$$

donde :

p = Presión del concreto fresco sobre un plano vertical.

γ_c = Densidad del concreto fresco.

h = Altura del colado.

Las NTC ni el RCDF especifican el factor de carga que debe utilizarse para el diseño de cimbras, sin embargo, por tratarse de una carga de corta duración se considera apropiado afectar los empujes producidos sobre la cimbra con un factor de carga igual a 1.10.

Cuando el concreto se vacía en la cimbra, produce una presión perpendicular a ésta que es proporcional a la densidad y a la profundidad del concreto en estado líquido. A medida que fragua el concreto, cambia de líquido a sólido, con una reducción en la presión ejercida sobre la cimbra. El tiempo requerido para el fraguado es mayor para una baja, que para una alta temperatura. La profundidad del concreto en estado líquido varía con la temperatura y con la velocidad de llenado. Si las formas se llenan a una velocidad de 2 m/hr., la presión máxima será mayor que si se llenará a una velocidad de 0.50 m/hr.

Si las formas de la estructura de un muro se llenan a través de un periodo de varias horas a velocidad y temperatura uniforme, la profundidad, de la presión máxima, medida bajo la superficie del concreto, permanecerá constante. Así pues, el punto de presión máxima se irá elevando a la misma velocidad con que se llenan las formas.

Como el concreto fresco no es un líquido perfecto, es imposible determinar la presión exacta que se ejercerá sobre la cimbra. Las pruebas indican que la presión está influenciada por los siguientes factores :

- 1.- *Velocidad de llenado de las formas.*
- 2.- *Temperatura del concreto.*
- 3.- *Método de colado del concreto, a mano o con vibrador.*

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado ; estas presiones son de 10 a 20% mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado, porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración ; el revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores. Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4800 kg/m^2 por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto). La vibración externa hace que la forma (cimbra) golpee contra el concreto causando gran variación en la presión lateral.

Existen otras variables que influyen en la presión lateral, como son : el revenimiento, cantidad y localización del acero de refuerzo, temperatura ambiente, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, rugosidad y permeabilidad de la cimbra, etc. Sin embargo, con la prácticas usuales de colado estas variables son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

Como ya se mencionó, la presión está en función inversa de la temperatura del concreto. Se han propuesto muchas fórmulas para la presión lateral del concreto y probablemente las más seguras y conocidas son las del American Concrete Institute, publicadas por el Comité 347 del ACI expuestas en el capítulo 2.2.2.2.

3.9.2.- DISEÑO DE FORROS.

Por lo general se utiliza madera contrachapada como superficie de contacto con el concreto ; aunque en ocasiones también las tablas o duelas.

3.9.2.1.- DISEÑO POR FLEXION.

Una forma de diseñar puede ser suponiendo un espesor del forro y basado en su resistencia poder calcular la separación de los travesaños donde se apoya.

Otra forma de diseño puede ser fijando la separación de travesaños y determinar en consecuencia el espesor del forro.

De estos dos criterios el más factible y práctico es el primero puesto que en el espesor del forro intervienen factores como la durabilidad, el tipo de acabados, el manejo, etc.

El sentido de la fibra de la madera contrachapada de los forros deberá ser orientado en el sentido longitudinal de la columna (véase figura 3.15). La separación entre los apoyos será medida centro a centro de los travesaños.

La resistencia de diseño en flexión esta dada por :

$$M_R = F_R f_{fu} S \quad (3.26)$$

donde :

M_R = Momento resistente de la sección, kg cm.

F_R = factor de reducción de resistencia = 0.80

$f_{fu} = f'_{fu} K_h K_d K_p$

K_h = Factor por contenido de humedad = 0.80

K_d = Factor por duración de la carga = 1.25

K_p = Factor por peralte = 1.25

S = Modulo de sección del elemento, cm^3

f'_{fu} = Valor especificado de resistencia en flexión para madera contrachapada = 190 kg/cm^2 .

Sustituyendo los valores descritos :

$$M_R = S * (190 \text{ kg/cm}^2) \quad (3.26)$$

3.9.2.2.- REVISION POR CORTANTE.

Cuando se ha dimensionado el material del forro por flexión, se deberá revisar su resistencia a fuerza cortante.

La resistencia a cortante de diseño está dada por la siguiente ecuación :

$$V_R = F_R f_{vu} b d / 1.5 \quad (3.28)$$

donde :

F_R = Factor de reducción de resistencia = 0.70

$f_{vu} = f'_{vu} k_h k_d$

K_h = Factor por contenido de humedad = 0.80

K_d = Factor por duración de la carga = 1.25

b = Ancho del elemento, cm.

d = Peralte del elemento, cm.

f'_{vu} = Valor especificado de resistencia en cortante a través del grosor para madera contrachapada = 20 kg/cm².

Sustituyendo los valores descritos :

$$V_R = b d * (9.33 \text{ kg/cm}^2) \quad (3.29)$$

3.9.3.- DISEÑO DE TRAVESAÑOS.

Los travesaños son elementos prismáticos de madera aserrada que sirven de apoyo al forro.

Una vez que fue determinada la separación de los travesaños debido al diseño del forro, se puede determinar la carga sobre cada uno de los travesaños utilizando los empujes calculados sobre la cimbra.

Se puede considerar el valor de la separación entre travesaños como la longitud tributaria del empuje, por lo que podremos considerar una carga uniforme sobre el travesaño.

Los travesaños serán analizados como vigas simplemente apoyadas en los largueros. En este punto es necesario proponer el número y la separación entre largueros.

3.9.3.1.- DISEÑO POR FLEXION.

Pueden suponerse ciertas dimensiones del travesaño y basado en su resistencia se puede calcular la separación de los largueros donde se apoya.

Posteriormente se puede refinar el cálculo considerando la posición de los largueros de acuerdo con las dimensiones de la columna.

La resistencia de diseño en flexión esta dada por :

$$M_R = F_R f_{fu} S \quad (3.30)$$

donde :

M_R = Momento resistente de la sección, kg cm.

F_R = factor de reducción de resistencia = 0.80

$f_{fu} = f'_{fu} K_h K_d K_p K_c K_{cl}$

K_h = Factor por contenido de humedad = 0.45

K_d = Factor por duración de la carga = 1.25

K_p = Factor por peralte = 1.25

K_c = Factor por compartición de carga = 1.15

K_{cl} = Factor por clasificación de madera maciza de coníferas = 0.80

S = Modulo de sección del elemento, cm^3

f_{fu} = Valor especificado de resistencia en flexión para madera maciza de coníferas (clase B) = 100 kg/cm^2 .

Sustituyendo los valores descritos :

$$M_R = S * (51.80 \text{ kg/ cm}^2) \quad (3.31)$$

3.9.3.2.- REVISION POR CORTANTE.

Cuando se han dimensionado los travesaños por flexión, se deberá revisar su resistencia a fuerza cortante.

La resistencia a cortante de diseño esta dada por la siguiente ecuación :

$$V_R = F_R f_{vu} b d / 1.5 \quad (3.32)$$

donde :

F_R = Factor de reducción de resistencia = 0.70

$f_{vu} = f'_{vu} K_h K_d K_c K_v$

K_h = Factor por contenido de humedad = 0.45

K_d = Factor por duración de la carga = 1.25

K_c = Factor por compartición de carga = 1.15

K_v = Factor por compartición de carga en cortante = 2.00

b = Ancho del elemento.

d = Peralte del elemento.

f'_{vu} = Valor especificado de resistencia en cortante paralela a la fibra para madera maciza de coníferas = 15 kg/cm^2 .

Sustituyendo los valores descritos :

$$V_R = b d * (9.10 \text{ kg/ cm}^2) \quad (3.33)$$

3.9.4.- DISEÑO DE LARGUEROS.

Los largueros son elementos prismáticos de madera aserrada que sirven de apoyo a los travesaños, y se apoyan en los tensores interiores.

Una vez que fue determinada la separación de largueros debida al diseño de los travesaños, se pueden determinar las cargas sobre los largueros considerando las reacciones de cada uno de los travesaños como cargas concentradas en sus respectivas posiciones.

Los largueros serán analizados como vigas simplemente apoyadas en los tensores. En este punto es necesario proponer el número y la separación entre tensores.

3.9.4.1- DISEÑO POR FLEXION.

Pueden suponerse ciertas dimensiones del larguero y basado en su resistencia se puede calcular la separación de los tensores donde se apoya. Posteriormente, se puede refinar el cálculo considerando la posición de los tensores de acuerdo con la altura de la columna.

La resistencia de diseño en flexión de largueros se hará de igual manera que la resistencia de diseño en flexión de travesaños, es decir, se utilizará la misma fórmula con sus respectivos factores y literales.

3.9.4.2- REVISION POR CORTANTE.

Cuando se han dimensionado los largueros por flexión, se debe revisar su resistencia a fuerza cortante.

La resistencia de diseño a cortante de largueros se hará de igual manera que la resistencia de diseño a cortante de travesaños, es decir, se utilizará la misma fórmula con sus respectivos factores y literales.

3.9.5.- DISEÑO DE TENSORES INTERIORES.

Estos tensores son de acero y quedarán ahogados en el concreto, y por simetría de la columna los tensores serán tensados por ambos extremos.

La carga en los tensores será igual a dos veces la reacción calculada para los apoyos de los largueros.

Generalmente los tensores son prefabricados de acero de alta resistencia, o bien pueden ser fabricados con varillas de acero directamente en la obra.

3.9.5.1.- DISEÑO POR TENSION.

Estos tensores serán diseñados únicamente a tensión, para lo que se usará solo en este caso el criterio de diseño elástico o de esfuerzos permisibles.

El área transversal del tensor se calcula con la siguiente ecuación :

$$A_s = T / f_s \quad (3.34)$$

donde :

A_s = Área de la sección transversal del tensor.

T = Tensión en el tensor.

f_s = Esfuerzo permisible en tensión del acero del tensor igual a 0.60 f_y .

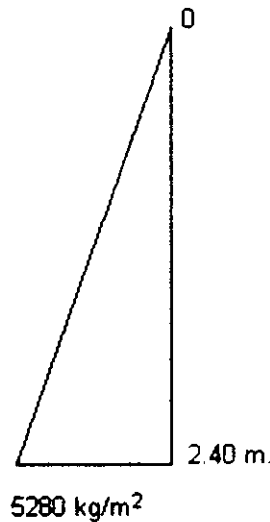
f_y = Límite de fluencia del acero del tensor.

3.9.6.- EJEMPLO DE DISEÑO.

Deberá diseñarse la cimbra para el colado de una columna de concreto cuya sección transversal es cuadrada de 60 cm. x 60 cm. La altura del colado será de 2.40 m. Se ha decidido utilizar madera de pino con calidad B.

3.9.6.1.- EMPUJES ACTUANTES.

Considerando que el concreto es de tipo normal con una densidad de 2200 kg/m³. El diagrama de presión del concreto sobre un plano vertical, será como sigue :



$$p = \gamma_c h$$

$$p = (2200 \text{ kg/m}^3)(2.40 \text{ m})$$

$$p = 5280 \text{ kg/m}^2$$

3.9.6.2.- DISEÑO DEL FORRO.

Se propone utilizar un forro de triplay de 16 mm. de espesor. Con base al espesor del forro y basado en su resistencia se calculará la separación de los travesaños donde se apoya.

El módulo de sección será :

$$S = b h^2 / 6$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

$$h = d = 1.60 \text{ cm.}$$

$$S = (60)(1.60^2)/6 = 25.60 \text{ cm}^3$$

El momento resistente a flexión de este elemento será :

$$M_R = S (190 \text{ kg/cm}^2) = 25.60 \text{ cm}^3 \times 190 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{4864 \text{ kg-cm.}}$$

Como el empuje sobre la cimbra es variable linealmente con la altura, por simplicidad de los cálculos, el momento actuante se calculará considerando el valor mayor del empuje por ser esta la condición más desfavorable. Si a juicio del diseñador fuera necesario lograr mayor economía, podrá diseñarse el forro por secciones variando la magnitud del empuje con la altura obteniendo diferentes separaciones de travesaños, lo cual no es muy práctico pero en determinadas condiciones podrá ofrecer ventajas.

La presión por unidad de ancho de la cimbra será :

$$p = 5280 \text{ kg/m}^2 \times 0.60 \text{ m} = 3168 \text{ kg/m} = \mathbf{31.68 \text{ kg/cm.}}$$

considerando esta presión como una carga uniformemente distribuida en un claro no definido por la separación de travesaños y utilizando un factor de carga de 1.10, el momento actuante será :

$$M_u = F_c (p l^2 / 8) = 1.10 (31.68 \times l^2 / 8) = 4.356 l^2$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre travesaños

$$4.356 l^2 \leq 4864 \text{ kg-cm.}$$

$$l \leq \sqrt{4864/4.356} = \mathbf{33.40 \text{ cm.}}$$

es una separación razonable, por lo que por cuestión práctica se adoptará una separación de travesaños de 30 cm.

$$l = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

En la revisión por cortante, el cortante resistente del forro será :

$$V_R = (b d) (9.33 \text{ kg/cm}^2) = (30 \text{ cm} \times 1.60 \text{ cm}) (9.33 \text{ kg/cm}^2)$$

$$V_R = \mathbf{.447.84 \text{ kg}}$$

el cortante actuante será :

$$V_u = F_c (p l / 2) = 1.10 (31.68 \text{ kg/cm})(30 \text{ cm}/2) = \mathbf{522.72 \text{ kg.}}$$

Observamos que no se cumple la ecuación de diseño

$$V_u \leq V_R \quad \text{sino} \quad V_u \geq V_R$$

por lo tanto se propone utilizar un forro de triplay de 19 mm. de espesor.

El módulo de sección será :

$$\text{para } b = 60 \text{ cm} \quad d = 1.90 \text{ cm.}$$

$$S = b h^2 / 6 = 60 \times 1.90^2 / 6 = 36.10 \text{ cm}^3$$

el momento resistente a flexión de este elemento será :

$$M_R = 36.10 \text{ cm}^3 \times 190 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{6859 \text{ kg-cm.}}$$

La presión por unidad de ancho de la cimbra será :

$$p = 31.68 \text{ kg/cm.}$$

considerando esta presión como uniformemente distribuida en un claro definido por la separación de travesaños y utilizando un $F_c = 1.10$ el momento actuante será :

$$M_u = F_c (p l^2 / 8) = 1.10 (31.68 \times l^2 / 8) = 4.356 l^2$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre travesaños

$$4.356 l^2 \leq 6859 \text{ kg-cm.}$$

$$l \leq \sqrt{6859/4.356} = 39.68 \text{ cm.} = 40.00 \text{ cm.}$$

En la revisión por cortante, el cortante resistente del forro será :

$$V_R = (b d) (9.33 \text{ kg/cm}^2) = (40 \text{ cm} \times 1.90 \text{ cm}) (9.33 \text{ kg/cm}^2)$$

$$V_R = 709.08 \text{ kg}$$

el cortante actuante será :

$$V_u = F_c (p l / 2) = 1.10 (31.68 \text{ kg/cm})(40 \text{ cm}/2) = 696.96 \text{ kg.}$$

Ahora si se cumple con la ecuación de diseño :

$$V_u \leq V_R$$

3.9.6.3.- DISEÑO DE TRAVESAÑOS.

Se proponen travesaños de barrote de 2" x 4" de madera aserrada con una separación de 40 cm. centro a centro.

La carga sobre el travesaño se calculará suponiendo que la longitud tributaria es igual a la separación del travesaño. La carga uniforme sobre el travesaño es :

$$w = (5280 \text{ kg/m}^2)(0.40 \text{ m}) = 2112 \text{ kg/m} = 21.12 \text{ kg/cm}$$

el momento actuante será :

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 (21.12 \text{ kg/cm})(l^2 / 8) = 2.904 l^2$$

El módulo de sección será :

$$\text{para } b = 10 \text{ cm} \quad d = 5.00 \text{ cm.}$$

$$S = b h^2 / 6 = 10 \text{ cm} \times (5.00 \text{ cm})^2 / 6 = 41.67 \text{ cm}^3$$

el momento resistente a flexión de este elemento será :

$$M_R = 41.67 \text{ cm}^3 \times 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 2158.51 \text{ kg-cm.}$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre largueros.

$$2.904 l^2 \leq 2158.51 \text{ kg-cm.}$$

$$l \leq \sqrt{2158.51/2.904} = 27.26 \text{ cm.}$$

para trabajar con longitudes coherentes se adoptará una $l = 20 \text{ cm}$.

En la revisión por cortante, el cortante resistente del travesaño será :

$$V_R = (b d) (9.10 \text{ kg/cm}^2) = (10.00 \text{ cm} \times 5.00 \text{ cm}) (9.10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$V_R = 455.00 \text{ kg}$$

el cortante actuante será :

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 (21.12 \text{ kg/cm})(20 \text{ cm}/2) = 232.32 \text{ kg.}$$

se cumple con la ecuación de diseño :

$$V_u \leq V_R$$

3.9.6.4.- DISEÑO DE LARGÜEROS.

Se proponen largueros de barrote de 2" x 4" de madera aserrada con una separación de 20 cm. La carga sobre el larguero se calculará suponiendo que soporta la mitad de la superficie de contacto de la columna en toda su altura.

La carga uniformemente distribuida sobre el larguero es :

$$w = (5280 \text{ kg/m}^2)(0.30 \text{ m}) = 1584 \text{ kg/m} = 15.84 \text{ kg/cm}$$

el momento actuante será :

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 (15.84 \text{ kg/cm})(l^2 / 8) = 2.178 l^2$$

El módulo de sección será :

$$\text{para } b = 5.00 \text{ cm} \quad d = 10.00 \text{ cm.}$$

$$S = b h^2 / 6 = 5 \text{ cm} \times (10.00 \text{ cm})^2 / 6 = 83.30 \text{ cm}^3$$

el momento resistente a flexión de este elemento será :

$$M_R = 83.30 \text{ cm}^3 \times 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 4316.70 \text{ kg-cm.}$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre tensores.

$$2.178 l^2 \leq 4316.70 \text{ kg-cm.}$$

$$l \leq \sqrt{4316.70/2.178} = 44.52 \text{ cm.}$$

Se podría redondear la separación entre tensores a 45 cm y no pasaría nada, pero para mayor conjunción entre los elementos de la cimbra de la columna (forro-travesaño-larguero) y, lógicamente mayor seguridad, se adoptará una separación entre tensores de 40 cm.

En la revisión por cortante, el cortante resistente del larguero será :

$$V_R = (b d) (9.10 \text{ kg/cm}^2) = (5.00 \text{ cm} \times 10.00 \text{ cm}) (9.10 \text{ kg/cm}^2)$$
$$V_R = 455.00 \text{ kg}$$

el cortante actuante será :

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 (15.84 \text{ kg/cm})(40.00 \text{ cm}/2) = 348.48 \text{ kg.}$$

se cumple con la ecuación de diseño :

$$V_u \leq V_R$$

3.9.6.5.- DISEÑO DE TENSORES INTERIORES.

Los tensores interiores se proponen de varilla de acero con $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$. La carga en los tensores será dos veces la reacción de los largueros.

$$w = (5280 \text{ kg/m}^2)(0.30 \text{ m}) = 1584 \text{ kg/m} = 15.84 \text{ kg/cm}$$

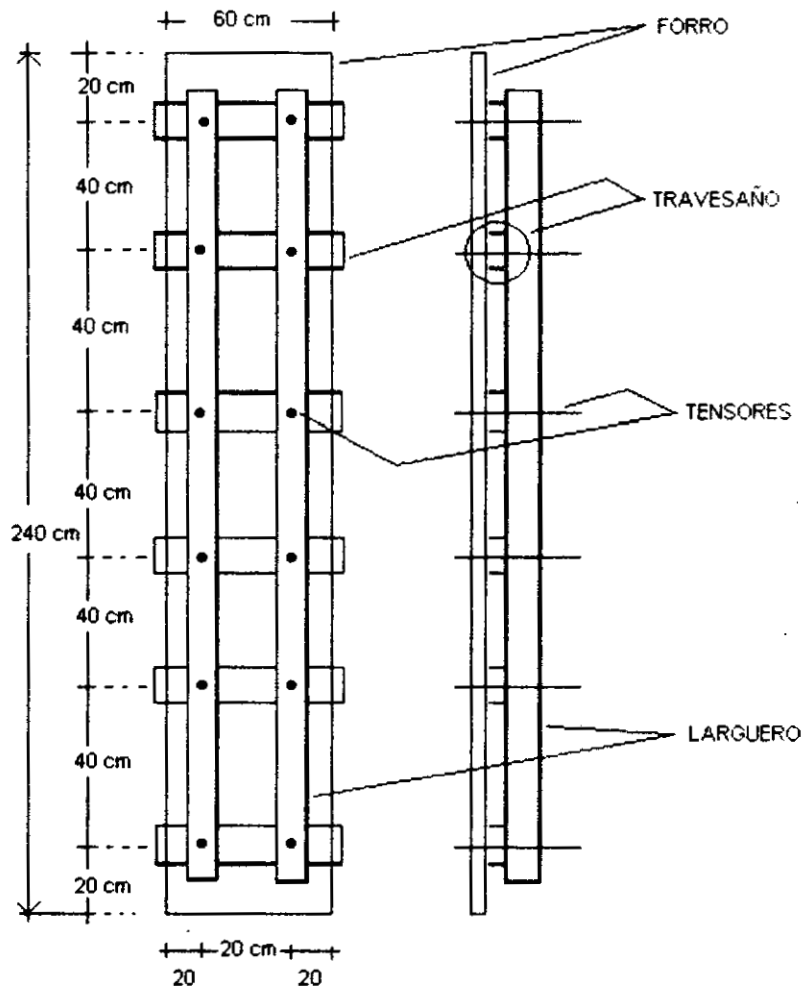
$$T = 2(15.84 \text{ kg/cm} * 40 \text{ cm}) = 1267.20 \text{ kg.}$$

El área de cada tensor será :

$$A = T / 0.60 f_y = 1267.20 \text{ kg} / (0.60 * 2500 \text{ kg/cm}^2) = 0.8448 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{4 A / \pi} = \sqrt{4 * 0.8448 / \pi} = 1.037 \text{ cm}$$

Como se puede observar la diferencia es mínima con respecto a la varilla del #3 que tiene un $D = 0.9525 \text{ cm}$. por lo tanto se utilizará varilla # 3 cada 40 cm.



3.10.- CIMBRA DE LOSAS.

La cimbra de losas tiene como particularidad que es susceptible que con mucha frecuencia se le apliquen cargas mayores a las de diseño, especialmente durante el colado.

3.10.1.- CARGAS ACTUANTES.

Las NTC no detallan específicamente la forma de considerar las cargas vivas y muertas sobre la cimbra durante el colado, sin embargo, la publicación ACI-347 sugiere utilizar una carga viva de 244 kg/m^2 para considerar el peso del personal y equipo trabajando sobre la cimbra (véase sección 2.2.2). El peso del concreto y las varillas de acero puede estimarse considerando una densidad del concreto de aproximadamente 2400 kg/m^3 .

Las NTC ni el RCDF especifican el factor de carga que debe utilizarse para el diseño de cimbras, sin embargo, por tratarse de una carga de corta duración se considera apropiado afectar las cargas actuantes sobre la cimbra con un factor de carga igual a 1.10.

Cabe mencionar que mientras más precisa sea la estimación de las cargas sobre la cimbra, mayor será el grado de seguridad que se obtenga en el diseño.

3.10.2.- DISEÑO DE FORROS.

Por lo general se utiliza la madera contrachapada como superficie de contacto con el concreto.

3.10.2.1.- DISEÑO POR FLEXION.

Una forma de diseñar puede ser suponiendo un espesor del forro y basado en su resistencia poder calcular la separación de los largueros donde se apoya.

Otra forma de diseño puede ser fijando la separación de largueros y determinar en consecuencia el espesor del forro.

De estas dos, la primera forma de diseñar es aparentemente más práctica puesto que en el espesor del forro intervienen factores como la durabilidad, el tipo de acabados, el manejo, etc.

El sentido de la fibra del triplay de los forros deberá ser orientado en el sentido perpendicular a los largueros. La separación entre los apoyos será medida centro a centro de los largueros.

La resistencia de diseño en flexión se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.2.1).

3.10.2.2.- REVISION POR CORTANTE.

La resistencia de diseño a cortante se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.2.2).

3.10.3.- DISEÑO DE LARGUEROS.

Los largueros son elementos prismáticos de madera aserrada que sirven de apoyo al forro.

Una vez que fue determinada la separación de los largueros debido al diseño del forro, se puede determinar la carga sobre cada uno de los largueros utilizando las cargas calculadas sobre la cimbra.

Se puede considerar el valor de la separación entre largueros como la longitud tributaria de la carga, por lo que podremos considerar una carga uniforme sobre los largueros, que serán analizados como vigas simplemente apoyadas en las vigas mdrinas (travesaños).

3.10.3.1.- DISEÑO POR FLEXION.

Pueden suponerse ciertas dimensiones del larguero y basado en su resistencia se puede calcular la separación de las vigas mdrinas donde se apoya.

La resistencia de diseño en flexión de los largueros se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.4.1).

3.10.3.2.- REVISION POR CORTANTE.

Cuando se han dimensionado los largueros por flexión, se deberá revisar su resistencia a fuerza cortante.

La resistencia de diseño a cortante de los largueros se calculará de igual forma que el efectuado en el diseño de columnas (sección 3.9.4.2).

3.10.4.- DISEÑO DE VIGAS MADRINAS (TRAVESAÑOS).

Las vigas madrinan son elementos prismáticos de madera aserrada que sirven de apoyo a los largueros.

Una vez que fue determinada la separación de las vigas madrinan debido al diseño de los largueros, se puede determinar la carga sobre cada uno de las vigas madrinan utilizando las cargas calculadas sobre la cimbra.

Se puede considerar el valor de la separación entre las vigas madrinan como la longitud tributaria de la carga, por lo que podremos considerar una carga uniforme sobre las vigas madrinan, que serán analizadas como vigas simplemente apoyadas en los puntales o pies derechos.

3.10.4.1.- DISEÑO POR FLEXION.

Pueden suponerse ciertas dimensiones de las vigas madrinan y en función de su resistencia se puede calcular la separación de los puntales (pies derechos) donde se apoya.

La resistencia de diseño en flexión de las vigas madrinan se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.4.1).

3.10.4.2.- REVISION POR CORTANTE.

Cuando se han dimensionado las vigas madrinan por flexión, se deberá revisar su resistencia a fuerza cortante.

La resistencia de diseño a cortante de las vigas madrinan se calculará de igual forma que el efectuado en el diseño de columnas (sección 3.9.4.2).

3.10.5.- DISEÑO DE PUNTALES (PIES DERECHOS).

Puede considerarse como el elemento característico de una cimbra de losa, y al mismo tiempo el elemento con más importancia en el sistema.

Se mencionó en secciones anteriores que el diseño por esbeltez y pandeo es crítico en los elementos de una cimbra. Los puntales son típicamente elementos esbeltos con gran capacidad de carga axial, y por

requisitos de diseño reglamentarios, es necesario diseñarlos bajo carga axial y flexión combinados independientemente si el análisis determina o no la existencia de momentos flexionantes.

3.10.5.1.- DISEÑO POR CARGA AXIAL.

La resistencia en carga axial pura (sin combinación de momentos) está dada por la siguiente ecuación:

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad (3.35)$$

donde :

P_R = Carga axial resistente.

F_R = factor de reducción de resistencia = 0.70

$f_{cu} = f_{cu} K_h K_d K_p K_c K_{cl}$

A = área de la sección transversal.

K_h = Factor por contenido de humedad para madera maciza de coníferas en compresión paralela a la fibra = 0.80

K_d = Factor por duración de la carga = 1.25

K_p = Factor por peralte = 1.00

K_c = Factor por compartición de carga = 1.00

K_{cl} = Factor por clasificación de madera maciza de coníferas = 0.80

f_{fu} = Valor especificado de resistencia de madera maciza de coníferas en compresión paralela a la fibra (clase B) = 95.00 kg/cm².

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación se tiene que:

$$P_R = A (53.2 \text{ kg/cm}^2) \quad (3.36)$$

3.10.5.2.- DISEÑO POR FLEXION.

La resistencia de diseño a flexión de los puntales se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de largueros para columnas (sección 3.9.4.1).

3.10.5.3.- EFECTOS DE ESBELTEZ.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta mediante la amplificación de los momentos actuantes en el puntal.

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros en compresión se tomará como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al 4% de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza de restricción también debe ser capaz de resistir las cargas laterales.

La longitud efectiva, L_e , de los miembros en compresión se calculará como:

$$L_e = K L_u \quad (3.37)$$

Para miembros a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales se tomará $K = 1$. Para miembros en compresión sin arriostramiento deberá hacerse un análisis (véase ejemplo 3.2 de la sección 3.7.2.1).

Los efectos de esbeltez podrán despreciarse si:

- 1) Para miembros no arriostrados

$$K L_u / r \leq 40$$

- 2) Para miembros arriostrados

$$K L_u / r \leq 60 - 20 (M_1) / (M_2)$$

No se admitirán valores de $K L_u / r$ superiores a 120.

Todos los miembros en compresión deberán dimensionarse para excentricidades en cada extremo iguales o mayores que:

- 1) Las correspondientes al máximo momento asociado a la carga axial.
- 2) 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.
- 3) Excentricidad debida a encorvadura

$$e_b = L_u / 300$$

El valor del momento amplificado por esbeltez M_c se determinará como sigue:

$$M_c = \& M_o$$

Donde M_o = momento máximo sin amplificar que actúa sobre el miembro en compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por su correspondiente factor de carga.

$$\& = C_m / (1 - (P_u / P_{cr}))$$

el valor de la carga crítica de pandeo p se obtiene como sigue:

$$P_{cr} = (F_R \pi^2 E_{0.05} I K_d K_c K_h) / (K L_u)^2$$

donde:

F_R = factor de reducción de resistencia = 0.70

$E_{0.05}$ = Módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil (5% porcentual)

K_h = factor por contenido de humedad para madera maciza

de coníferas en compresión paralela a la fibra = 0.80

K_d = factor por duración de carga = 1.25

K_c = factor por compartición de carga con separación mayor de 61 cm = 1.00

C_m = factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado en forma conservadora puede considerarse $C_m = 1.00$.

3.10.5.4.- RESISTENCIA EN FLEXION Y CARGA AXIAL COMBINADAS.

Todos los miembros sujetos a flexión y carga axial combinadas deberán satisfacer la siguiente ecuación:

$$(P_u / P_{cr} + M_c / M_R) \leq 1.00$$

3.10.6.- EJEMPLO DE DISEÑO.

Se diseñara la cimbra para una losa de 10 cm. de espesor que se colará con concreto normal. La altura del lecho inferior de losa estará a 2.80 m. sobre el nivel del piso. Se ha decidido utilizar madera de pino con calidad B.

3.10.6.1.- CARGAS ACTUANTES.

Considerando que el concreto es del tipo normal con una densidad de 2200 kg/m^3 , el peso del concreto fresco considerando el espesor de 10 cm. Más 2 cm. Por imperfecciones del colado será:

$$2200 \text{ kg/m}^3 * 0.12 \text{ m.} = 264 \text{ kg/m}^2$$

La carga viva sobre la cimbra será de 244 kg/m^2

Se considera un peso de la cimbra de 30 kg/m^2

Carga total actuante sobre la cimbra = 538 kg/m^2

3.10.6.2.- DISEÑO DEL FORRO.

Se propone utilizar un forro de triplay de 16 mm. de espesor. Considerando un ancho del forro unitario. El módulo de sección es:

para $b = 100 \text{ cm}$ $d = 1.60 \text{ cm}$

$$S = 100 * 1.60^2 / 6 = 42.60 \text{ cm}^3$$

El momento resistente a flexión de este elemento será:

$$M_R = 42.60 \text{ cm}^3 * 190 \text{ kg/cm}^2 = 8094 \text{ kg-cm.}$$

Considerando al forro como una viga de 1.00 m de ancho simplemente apoyada sobre los largueros, con una carga uniformemente distribuida de 538 kg/m, y utilizando un factor de carga de 1.10, el momento actuante será:

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 ((5.38 \text{ kg/cm} * l^2) / 8) = 0.74 l^2$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

Se despeja el valor de la separación entre largueros.

$$0.74 l^2 \leq 8094 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq \sqrt{8094/0.74} = 104 \text{ cm}$$

es una separación de largueros demasiado grande, por lo que se adoptará una separación de largueros de 60 cm.

En la revisión por cortante, el cortante resistente del forro será:

$$V_R = 60 \text{ cm} * 1.60 \text{ cm} * 9.33 \text{ kg/cm}^2 = 895.68 \text{ kg.}$$

el cortante actuante será:

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 ((5.38 \text{ kg/cm} * 60 \text{ cm}) / 2) = 178 \text{ kg}$$

se cumple la ecuación de diseño:

$$V_u \leq V_R$$

Estos valores calculados significan que el espesor escogido para el forro está sobrado, aunque hay que tomar en cuenta las deformaciones que puede sufrir este con el empuje del concreto. Por ahora aceptemos estas dimensiones como aceptables, aunque puede lograrse mayor economía.

3.10.6.3.- DISEÑO DE LARGUEROS.

Se propone utilizar como largueros polines de 4" x 4" con una separación de 60 cm centro a centro.

La carga sobre el larguero se calculará suponiendo que la longitud tributaria es igual a la separación del larguero. La carga uniforme sobre el larguero es:

$$w = 538 \text{ kg/m}^2 * 0.60 \text{ m} = 323 \text{ kg/m} = 3.23 \text{ kg/cm}$$

el momento actuante, será igual a:

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 ((3.23 \text{ kg/cm} * l^2) / 8) = 0.44 l^2$$

El módulo de sección será:

$$\text{para } b = 10 \text{ cm} \quad d = 10 \text{ cm}$$

$$S = 10 * 10^2 / 6 = 166.70 \text{ cm}^3$$

El momento resistente a flexión de este elemento será:

$$M_R = 166.70 \text{ cm}^3 * 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 8633 \text{ kg-cm.}$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

Se despeja el valor de la separación entre travesaños (madrinas)

$$0.44 l^2 \leq 8633 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq \sqrt{8633/0.44} = 140 \text{ cm}$$

es una separación de travesaños razonable, pero por cuestión de seguridad se adoptará una separación entre travesaños de 100 cm.

En la revisión por cortante, el cortante resistente del larguero será:

$$V_R = 10 \text{ cm} * 10 \text{ cm} * 9.10 \text{ kg/cm}^2 = 910 \text{ kg.}$$

el cortante actuante será:

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 ((3.23 \text{ kg/cm} * 100 \text{ cm}) / 2) = 178 \text{ kg}$$

se cumple la ecuación de diseño:

$$V_u \leq V_R$$

3.10.6.4.- DISEÑO DE TRAVESAÑOS (VIGAS MADRINAS).

Se propone utilizar como travesaños polines de 4" x 4" con una separación de 100 cm centro a centro.

La carga sobre el travesaño se calculará suponiendo que la longitud tributaria es igual a la separación de los travesaños. La carga uniforme sobre el travesaño es:

$$w = 538 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 538 \text{ kg/m} = 5.38 \text{ kg/cm}$$

el momento actuante, será igual a:

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 ((5.38 \text{ kg/cm} * l^2) / 8) = 0.74 l^2$$

El módulo de sección será:

para $b = 10 \text{ cm}$ $d = 10 \text{ cm}$

$$S = 10 * 10^2 / 6 = 166.70 \text{ cm}^3$$

El momento resistente a flexión de este elemento será:

$$M_R = 166.70 \text{ cm}^3 * 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 8633 \text{ kg-cm.}$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

Se despeja el valor de la separación entre puntales (pies derechos)

$$0.74 l^2 \leq 8633 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq \sqrt{8633/0.74} = 108 \text{ cm}$$

es una separación de puntales razonable, pero se adoptará una separación entre puntales de 100 cm. con el objetivo de formar paneles cuadrados respecto a los travesaños.

En la revisión por cortante, el cortante resistente del travesaño será:

$$V_R = 10 \text{ cm} * 10 \text{ cm} * 9.10 \text{ kg/cm}^2 = 910 \text{ kg.}$$

el cortante actuante será:

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 ((5.38 \text{ kg/cm} * 100 \text{ cm}) / 2) = 295.90 \text{ kg}$$

se cumple la ecuación de diseño:

$$V_u \leq V_R$$

3.10.6.5.- DISEÑO DE PUNTALES (PIES DERECHOS)

Se propone utilizar como puntales polines de 4" x 4" de madera aserrada de pino.

La carga sobre el puntal será considerando un área tributaria definida por la separación entre maderas de 100 cm y la separación entre puntales de 100 cm. La carga de cada puntal será:

$$P_u = 1.10 * 538 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} * 1.00 \text{ m} = 591.80 \text{ kg}$$

La carga máxima de diseño por carga axial será:

$$P_R = A (53.2 \text{ kg/cm}^2) = 10 \text{ cm} * 10 \text{ cm} * 53.2 \text{ kg/cm}^2 = 5320 \text{ kg}$$

EFFECTOS DE ESBELTEZ

Los puntales se supondrán articulados en sus extremos (véase la condición de restricción a) de la figura 3.18), es decir, no habrá conexión capaz de transmitir momentos flexionantes de los travesaños hacia los puntales,, sin embargo,, la resistencia ante cargas laterales será proporcionada por los tensores externos. Por lo anterior esta cimbra estará restringida al desplazamiento en sus extremos.

La longitud sin soporte lateral $L_u = 280 \text{ cm}$

La longitud efectiva $L_e = K L_u = 1.00 * 280 \text{ cm} = 280 \text{ cm.}$

para un polín de 4" x 4"

$$A = 10 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 100 \text{ cm}^2$$

$$I = b h^3 / 12 = 10 \text{ cm} * (10 \text{ cm})^3 / 12 = 833.33 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{I / A} = \sqrt{833.33 \text{ cm}^4 / 100 \text{ cm}^2} = 2.90 \text{ cm}$$

$$K L_u / r = 1.00 * 280 \text{ cm} / 2.90 \text{ cm} = 96.00$$

Para poder despreciar los efectos de esbeltez se tiene que cumplir:

$$K L_u / r = 96.00 \leq 60.00 - (20 M_1 / M_2)$$

Como M_1 y M_2 son nulos (no hay transmisión de momentos en los extremos)

$$K L_u / r = 96.00 > 60.00 \text{ por lo que no se pueden despreciar los efectos de esbeltez.}$$

La excentricidad de diseño será la mayor de:

a) 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado

$$e = 0.05 * 10 \text{ cm} = 0.50 \text{ cm}$$

b) Excentricidad debida a encorvadura

$$e_b = L_u / 300 = 280/300 = 0.93 \text{ cm}$$

Se usará una excentricidad de 0.93 cm.

$$M_o = P_u e = 591.80 \text{ kg} \times 0.93 \text{ cm} = 550.40 \text{ kg-cm}$$

el valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtiene como sigue.

Para madera de pino con calidad B las NTC sugieren un módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil igual a 50000 kg/cm^2 .

$$P_{cr} = F_R ((\pi^2 E_{0.05} I) / (K L_u)^2) K_d K_c K_h$$

$$P_{cr} = 0.70 \times ((\pi^2 \times 50000 \times 833.33) / (280 \text{ cm})^2) \times 1.25 \times 1.00 \times 0.80 = 3672.00 \text{ kg}$$

se considera un $C_m = 1.00$

el valor del factor de amplificación de momentos será:

$$\& = C_m / (1.00 - (P_u / P_{cr})) = 1.00 / (1.00 - (591.80 \text{ kg} / 3672 \text{ kg})) = 1.192$$

el momento amplificado será:

$$M_c = \& M_o = 1.192 \times 550.40 \text{ kg-cm} = 656.10 \text{ kg-cm}$$

El módulo de sección del puntal es:

para $b = 10 \text{ cm}$ $d = 10 \text{ cm}$

$$S = 10 * 10^2 / 6 = 166.70 \text{ cm}^3$$

El momento resistente a flexión de este elemento es:

$$M_R = 166.70 \text{ cm}^3 * 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 8633 \text{ kg-cm.}$$

con los parámetros calculados se tiene que satisfacer la siguiente ecuación:

$$(P_u / P_R) + (M_c / M_R) \leq 1.00$$

$$(591.80 \text{ kg} / 5320 \text{ kg}) + (656.10 \text{ kg-cm} / 8633 \text{ kg-cm}) = 0.19$$

$$0.19 \leq 1.00$$

se cumple con la condición de diseño, por lo tanto el diseño es correcto.

3.10.6.6.- DISEÑO DE TENSORES EXTERNOS

La carga mínima que deberán resistir los tensores externos será del 4% de la carga axial sobre el elemento. En forma conservadora se puede considerar la carga máxima P_R en el puntal.

$$T = 0.04 \times 5320.00 \text{ kg} = 213.00 \text{ kg}$$

se utilizará alambrión del #2 con $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$, por lo que el área del acero necesaria será:

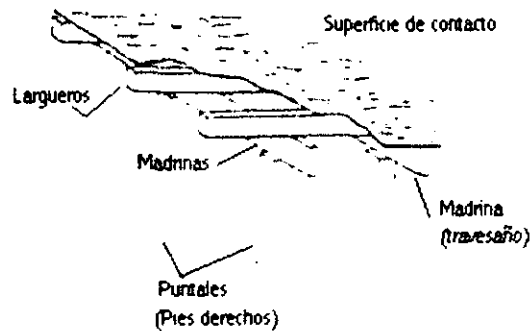
$$A = T / f_s = (213.00 \text{ kg}) / (0.60 \times 2500.00 \text{ kg/cm}^2) = 0.142 \text{ cm}^2$$

el área de un alambrión del #2 es de:

$$A = \pi D^2 / 4 = (\pi \times ((2/8)'' \times 2.54)^2) / 4 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$0.142 \text{ cm}^2 = 0.32 \text{ cm}^2$$

el diseño es correcto.



RESUMEN

- 1.- Se utilizarán largueros de polín de 4" x 4" con una separación de 60 cm centro a centro.
- 2.- Se utilizarán travesaños de polín de 4" x 4" con una separación de 100 cm centro a centro.
- 3.- Se utilizarán puntales de polín de 4" x 4" con una separación de 100 cm centro a centro.

3.11.- CIMBRA DE TRABES.

La cimbra de trabes tiene su principal complicación en la geometría, ya que las dimensiones son más pequeñas que las del resto de los elementos. En el aspecto del diseño, el cálculo de sus elementos es similar a los ya descritos.

3.11.1.- CARGAS ACTUANTES.

Deberá considerarse, además del peso del concreto fresco contenido en el cajón de la trabe, la carga viva que pueda ser soportada en el área encima de la trabe. El área tributaria para cuantificar la carga que soportará la cimbra de la trabe deberá calcularse de acuerdo con la estructuración de la cimbra de la losa, es decir, se contará el área de la trabe más una franja a los lados de ella definida por la mitad de la separación al puntal más próximo.

Las NTC ni el RCDF especifican el factor de carga que debe utilizarse para el diseño de cimbras, sin embargo por tratarse de una carga de corta duración se considera apropiado afectar las cargas actuantes sobre la cimbra con un $F_c = 1.10$.

Las NTC no detallan específicamente la forma de considerar las cargas vivas y muertas sobre la cimbra durante el colado, sin embargo la publicación ACI-347 sugiere utilizar una carga viva de 244 kg/m^2

para considerar el peso del personal y equipo trabajando sobre la cimbra. El peso del concreto y el acero de refuerzo puede estimarse considerando una densidad del concreto de aproximadamente 2400 kg/m^3 .

3.11.2.- DISEÑO DE FORROS.

Por lo general se utiliza madera contrachapada como superficie de contacto con el concreto.

3.11.2.1.- DISEÑO POR FLEXION.

La resistencia de diseño en flexión del forro se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.2.1).

3.11.2.2.- DISEÑO POR CORTANTE.

Cuando se ha dimensionado el material del forro por flexión, se deberá revisar su resistencia a fuerza cortante.

La resistencia de diseño a cortante del forro se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.2.2).

3.11.3.- DISEÑO DE TRAVESAÑOS.

Los travesaños son elementos prismáticos de madera aserrada que sirven de apoyo al forro.

Una vez que fue determinada la separación de los travesaños debido al diseño del forro, se puede determinar la carga sobre cada uno de los travesaños utilizando las cargas calculadas sobre la cimbra.

Se puede considerar el valor de la separación entre travesaños como la longitud tributaria de la carga, por lo que debido a sus reducidas dimensiones podremos considerar una carga concentrada sobre el travesaño.

Los travesaños serán analizados como vigas simplemente apoyadas en los largueros. En este punto es necesario proponer el número y la separación entre largueros.

3.11.3.1.- DISEÑO POR FLEXION.

La resistencia de diseño en flexión de los travesaños se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.2.1).

3.11.3.2.- DISEÑO POR CORTANTE.

La resistencia de diseño a cortante de los travesaños se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.2.2).

3.11.4.- DISEÑO DE LARGUEROS.

Los largueros son elementos prismáticos de madera aserrada que sirven de apoyo a los travesaños.

Una vez que fue determinada la separación de los largueros debido al diseño de los travesaños, se puede determinar la carga sobre cada uno de los largueros utilizando las cargas calculadas sobre la cimbra.

Se puede considerar el valor de la separación entre largueros como la longitud tributaria de la carga, por lo que podremos considerar una carga uniforme sobre los largueros, que serán analizados como vigas simplemente apoyadas en los puntales.

3.11.4.1.- DISEÑO POR FLEXION.

La resistencia de diseño en flexión de los largueros se calculará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.4.1).

3.11.4.2.- DISEÑO POR CORTANTE.

La resistencia de diseño a cortante de los largueros se hará de igual forma que la efectuada en el diseño de columnas (sección 3.9.4.2).

3.11.5.- DISEÑO PUNTALES.

El diseño de puntales se hará igual como fue descrito en la sección 3.11.5.

3.11.6.- EJEMPLO DE DISEÑO.

Se diseñara la cimbra para construir una trabe de concreto de 30 cm de ancho y 80 cm de alto. La losa será de 10 cm de espesor. La altura del lecho inferior de la trabe será de 2.40 m.

Considerando que el concreto es de tipo normal con una densidad de 2200 kg/m^3 , el peso del concreto fresco considerando el espesor de 10 cm más 2 cm adicionales por imperfecciones del colado es:

$$2200.00 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} = 264.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{la carga viva sobre la cimbra de la losa será de} \quad = 244.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{se considera un peso propio de la cimbra de} \quad = 30.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga total actuante sobre la cimbra de la losa} \quad = 538.00 \text{ kg/m}^2$$

Suponiendo que la separación entre puntales que soportan la cimbra de la losa sea de 1.00 m., se considera entonces una franja de losa a los lados de la trabe de 1.00 m de ancho. Por tanto la carga en la trabe debida a la franja de losa será:

$$w_{\text{losa}} = 538.00 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 538.00 \text{ kg/m}$$

el peso del concreto contenido en la trabe será:

$$w_{\text{trabe}} = 0.30 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} \times 2200.00 \text{ kg/m}^3 = 528.00 \text{ kg/m}$$

esta será la carga para el diseño del forro.

La carga total sobre la cimbra será:

$$w_{\text{total}} = 538.00 \text{ kg/m} + 528.00 \text{ kg/m} = 1066.00 \text{ kg/m} = 10.66 \text{ kg/cm}$$

esta será la carga para el diseño de los travesaños.

3.11.6.1.- DISEÑO DEL FORRO LATERAL.

Se propone utilizar un forro de triplay de 16 mm de espesor.

El módulo de sección será:

para $b = (80.00 \text{ cm} - 10.00 \text{ cm}) = 70.00 \text{ cm}$

a los 80.00 cm de altura de la trabe se le restaron 10.00 cm del espesor de la losa lo que nos resulta 70.00 cm efectivos de forro.

$$d = 1.60 \text{ cm}$$

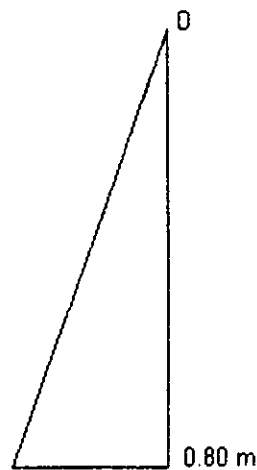
$$S = b d^2 / 6.00 = 70.00 \times 1.60^2 / 6.00 = 29.90 \text{ cm}^3$$

el momento resistente de este elemento será:

$$M_R = 29.90 \text{ cm}^3 \times 190.00 \text{ kg/cm}^2 = 5674.70 \text{ kg-cm.}$$

Los empujes actuantes sobre el forro lateral se obtendrán de la siguiente manera:

El diagrama de presión del concreto sobre un plano vertical, será como sigue:



$$p = \gamma_c h$$

$$p = (2200 \text{ kg/m}^3)(0.80 \text{ m})$$

$$p = 1760 \text{ kg/m}^2$$

Considerando al forro como una viga de un 1.00 m de ancho simplemente apoyada sobre los travesaños, con una carga uniformemente distribuida de 1760.00 kg/m (17.60 kg/cm) y utilizando un factor de carga de 1.10, el momento actuante será:

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 ((17.60 \text{ kg/cm} * l^2) / 8) = 2.40 l^2$$

De la ecuación de diseño por estados limite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre travesaños laterales.

$$2.40 l^2 \leq 5674.70 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq \sqrt{5674.70 / 2.40} = 48.40 \text{ cm}$$

es una separación de travesaños razonable, por cuestión de seguridad se adoptará una separación entre travesaños laterales de 40.00 cm.

En la revisión por cortante, el cortante resistente del forro será:

$$V_R = 40.00 \text{ cm} * 1.60 \text{ cm} * 9.33 \text{ kg/cm}^2 = 597.12 \text{ kg.}$$

el cortante actuante será:

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 ((17.60 \text{ kg/cm} * 40.00 \text{ cm}) / 2) = 387.20 \text{ kg}$$

se cumple la ecuación de diseño:

$$V_u \leq V_R$$

3.11.6.2.- DISEÑO DE TRAVESAÑOS LATERALES.

Se propone utilizar como travesaños laterales polines de 4" x 4" con una separación de 40 cm centro a centro.

La carga sobre el travesaño se calculará suponiendo que la longitud tributaria es igual a la separación del travesaño. La carga uniforme sobre el travesaño es:

$$w = 1760.00 \text{ kg/cm}^2 \times 0.40 \text{ m} = 704.00 \text{ kg/m} = 7.04 \text{ kg/cm}$$

el momento actuante será

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 ((7.04 \text{ kg/cm} \cdot l^2) / 8) = 0.968 l^2$$

el momento resistente a flexión de este elemento es:

$$M_R = S (51.80 \text{ kg/cm}^2) = (10.00 \times 10.00^2 / 6) \times (51.80 \text{ kg/cm}^2)$$

$$M_R = 8633.00 \text{ kg-cm}$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre largueros laterales.

$$0.968 l^2 \leq 8633.00 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq \sqrt{8633.00 / 0.968} = 94.40 \text{ cm}$$

es una separación de largueros laterales demasiado grande, por lo que de acuerdo a las dimensiones de la trabe, el larguero lateral superior (es equivalente al travesaño o madrina que soporta los largueros de la losa) se instalará inmediatamente debajo de los largueros que soportan al forro de la cimbra de la losa. Los largueros laterales inferiores se instalarán inmediatamente arriba de los travesaños que soportaran al forro de fondo su separación centro a centro será en función de las dimensiones de la trabe, este caso, son 50 cm. Por lo anterior, se apuntalarán con los mismos travesaños laterales y su longitud estará en función de la separación entre largueros laterales superior e inferior (en este caso coincidentemente son 40 cm).

3.11.6.3.- DISEÑO DEL FORRO DE FONDO.

Se propone utilizar un forro de triplay de 16 mm de espesor.

El módulo de sección será:

$$\text{para } b = 30.00 \text{ cm} \quad d = 1.60 \text{ cm}$$

$$S = b d^2 / 6.00 = 30.00 \times 1.60^2 / 6.00 = 12.80 \text{ cm}^3$$

el momento resistente a flexión de este elemento será:

$$M_R = 12.80 \text{ cm}^3 \times 190.00 \text{ kg/cm}^2 = 2432.00 \text{ kg-cm.}$$

Considerando al forro como una viga simplemente apoyada sobre los travesaños, con una carga uniformemente distribuida de 528.00 kg/m y utilizando un $F_c = 1.10$, el momento actuante será:

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 ((5.28 \text{ kg/cm} \cdot l^2) / 8) = 0.72 l^2$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre largueros laterales.

$$0.72 l^2 \leq 2432.00 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq \sqrt{2432.00/0.72} = 58.00 \text{ cm}$$

es una separación de travesaños un poco excedida, por lo que se adoptará una separación de 40 cm

En la revisión por cortante, el cortante resistente del forro es:

$$V_R = 40.00 \text{ cm} \cdot 1.60 \text{ cm} \cdot 9.33 \text{ kg/cm}^2 = 597.12 \text{ kg.}$$

el cortante actuante será:

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 ((5.28 \text{ kg/cm} \cdot 40.00 \text{ cm}) / 2) = 116.16 \text{ kg}$$

se cumple la ecuación de diseño:

$$V_u \leq V_R$$

3.11.6.4.- DISEÑO DE TRAVESAÑOS.

Se propone utilizar como travesaños polines de 4" x 4" con una separación de 40.00 cm centro a centro.

Se puede considerar el valor de la separación entre travesaños como la longitud tributaria de la carga, por lo que debido a sus reducidas dimensiones podremos considerar una carga concentrada sobre el travesaño. La carga sobre el travesaño es:

$$P = 10.66 \text{ kg/cm} \times 40.00 \text{ cm} = 426.40 \text{ kg}$$

el momento actuante será igual a:

$$M_u = F_c (P l / 4) = 1.10 (426.40 \text{ kg} \times l / 4) = 117.30 l$$

El módulo de sección será:

$$\text{para } b = 10.00 \text{ cm} \quad d = 10.00 \text{ cm}$$

$$S = b d^2 / 6.00 = 10.00 \times 10.00^2 / 6.00 = 166.70 \text{ cm}^3$$

el momento resistente a flexión de este elemento será:

$$M_R = 166.70 \text{ cm}^3 \times 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 8633.00 \text{ kg-cm.}$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre largueros.

$$117.30 l \leq 8633.00 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq 8633.00 / 117.30 = 73.60 \text{ cm}$$

se adoptará una separación de largueros de 40 cm, por las dimensiones de la trabe.

En la revisión por cortante, el cortante resistente del travesaño será:

$$V_R = 10.00 \text{ cm} * 10.00 \text{ cm} * 9.10 \text{ kg/cm}^2 = 910.00 \text{ kg.}$$

el cortante actuante será:

$$V_u = F_c (P / 2) = 1.10 (426.40 \text{ kg} / 2) = 234.52 \text{ kg}$$

se cumple la ecuación de diseño:

$$V_u \leq V_R$$

3.11.6.5.- DISEÑO DE LARGUEROS.

Se propone utilizar como largueros polines de 4" x 4" con una separación de 40 cm centro a centro.

La carga sobre el larguero se calculará suponiendo la carga total de la cimbra dividida entre dos largueros.

La carga uniforme sobre el larguero es:

$$w = (1066.00 \text{ kg/m}) / 2 = 533.00 \text{ kg/m} = 5.33 \text{ kg/cm}$$

el momento actuante será:

$$M_u = F_c (w l^2 / 8) = 1.10 (5.33 \text{ kg/cm} * l^2 / 8) = 0.73 l^2$$

El módulo de sección será:

para $b = 10.00 \text{ cm}$ $d = 10.00 \text{ cm}$

$$S = b d^2 / 6.00 = 10.00 * 10.00^2 / 6.00 = 166.70 \text{ cm}^3$$

el momento resistente de este elemento será:

$$M_R = 166.70 \text{ cm}^3 * 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 8633.00 \text{ kg-cm.}$$

De la ecuación de diseño por estados límite

$$M_u \leq M_R$$

se despeja el valor de la separación entre puntales.

$$0.73 l^2 \leq 8633.00 \text{ kg-cm}$$

$$l \leq \sqrt{8633.00 / 0.73} = 109.00 \text{ cm}$$

es una separación de puntales razonable por lo que se adoptará una separación entre puntales de 100.00 cm

En la revisión por cortante, el cortante resistente del larguero será:

$$V_R = 10.00 \text{ cm} * 10.00 \text{ cm} * 9.10 \text{ kg/cm}^2 = 910.00 \text{ kg.}$$

el cortante actuante será:

$$V_u = F_c (w l / 2) = 1.10 ((5.33 \text{ kg/cm} * 100.00 \text{ cm}) / 2) = 293.00 \text{ kg}$$

se cumple la ecuación de diseño:

$$V_u \leq V_R$$

3.11.6.6.- DISEÑO DE PUNTALES.

Se proponen utilizar como puntales polines de 4" x 4" de madera aserrada de pino.

Para obtener una carga total por m^2 que gravitará sobre los puntales, debemos dividir la carga uniformemente repartida entre la base (ancho) de la trabe.

$$w_{total} = (1066.00 \text{ kg/m}) / (0.30 \text{ m}) = 3553.00 \text{ kg/m}^2$$

La carga axial (concentrada) sobre el puntal será considerando un área tributaria definida por la separación entre largueros de 40.00 cm y la separación entre puntales de un 100.00 cm.

$$P_u = 1.10 \times 35.53 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \times 0.40 \text{ m} = 1563.00 \text{ kg}$$

La carga máxima de diseño por carga axial será:

$$P_R = A (53.20 \text{ kg/cm}^2) = 10.00 \text{ cm} \times 10.00 \text{ cm} \times 53.20 \text{ kg/cm}^2 = 5320.00 \text{ kg}$$

EFECTOS DE ESBELTEZ

Los puntales se supondrán articulados en sus extremos, es decir, no habrá conexión capaz de transmitir momentos flexionantes de los largueros hacia los puntales., sin embargo., la resistencia ante cargas laterales será proporcionada por los tensores externos. Por lo anterior esta cimbra estará restringida al desplazamiento en sus extremos.

La longitud sin soporte lateral $L_u = 240.00 \text{ cm}$

La longitud efectiva $L_e = K L_u = 1.00 * 240.00 \text{ cm} = 240.00 \text{ cm}$.

para un polín de 4" x 4"

$$A = 10.00 \text{ cm} \times 10.00 \text{ cm} = 100.00 \text{ cm}^2$$

$$I = b h^3 / 12 = 10.00 \text{ cm} \times (10.00 \text{ cm})^3 / 12 = 833.33 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{I / A} = \sqrt{833.33 \text{ cm}^4 / 100.00 \text{ cm}^2} = 2.90 \text{ cm}$$

Para poder despreciar los efectos de esbeltez se tiene que cumplir:

$$K L_u / r \leq 60.00 - (20 M_1 / M_2)$$

Como M_1 y M_2 son nulos (no hay transmisión de momentos en los extremos)

$K L_u / r = 83.00 > 60.00$ por lo que no se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

La excentricidad de diseño será la mayor de:

c) 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado

$$e = 0.05 \times 10.00 \text{ cm} = 0.50 \text{ cm}$$

d) Excentricidad debida a encorvadura

$$e_b = L_u / 300 = 240 / 300 = 0.80 \text{ cm}$$

Se usará una excentricidad de 0.80 cm.

$$M_o = P_u e = 1563.00 \text{ kg} \times 0.80 \text{ cm} = 1250.00 \text{ kg-cm}$$

el valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtiene como sigue.

Para madera de pino con calidad B las NTC sugieren un módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil igual a 50000 kg/cm².

$$P_{cr} = F_R ((\pi^2 E_{0.05} I) / (K L_u)^2) K_d K_c K_h$$

$$P_{cr} = 0.70 \times ((\pi^2 \times 50000 \times 833.33) / (240 \text{ cm})^2) \times 1.25 \times 1.00 \times 0.80 = 4997.00 \text{ kg}$$

se considera un $C_m = 1.00$

el valor del factor de amplificación de momentos será:

$$\& = C_m / (1.00 - (P_u / P_{cr})) = 1.00 / (1.00 - (1563.00 \text{ kg} / 4997.00 \text{ kg})) = 1.46$$

el momento amplificado será:

$$M_c = \& M_o = 1.46 \times 1250.00 \text{ kg-cm} = 1825.00 \text{ kg-cm}$$

El módulo de sección del puntal es:

para $b = 10.00 \text{ cm}$ $d = 10.00 \text{ cm}$

$$S = 10.00 \times 10.00^2 / 6.00 = 166.70 \text{ cm}^3$$

El momento resistente a flexión de este elemento es:

$$M_R = 166.70 \text{ cm}^3 \times 51.80 \text{ kg/cm}^2 = 8633.00 \text{ kg-cm.}$$

con los parámetros calculados se tiene que satisfacer la siguiente ecuación:

$$(P_u / P_R) + (M_c / M_R) \leq 1.00$$

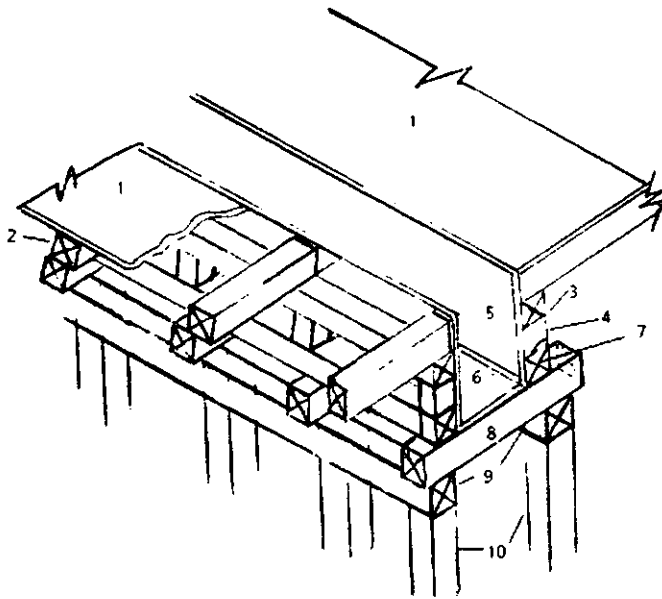
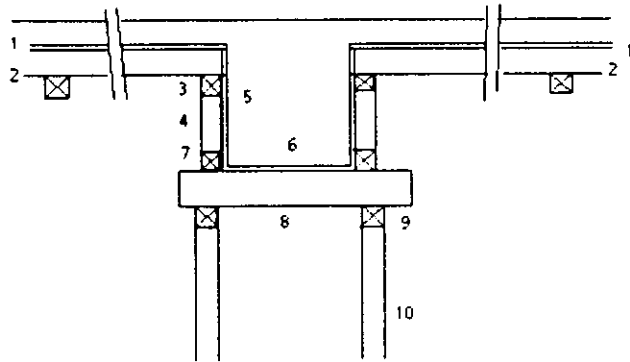
$$(1563.00 \text{ kg} / 5320.00 \text{ kg}) + (1825.00 \text{ kg-cm} / 8633.00 \text{ kg-cm}) = 0.51$$

$$0.51 \leq 1.00$$

se cumple con la condición de diseño, por lo tanto el diseño es correcto.

RESUMEN

- 1.- Superficie de contacto de la losa.
- 2.- Largueros de la losa.
- 3.- Larguero lateral superior (travesaño o madrina de losa)
 - 3.1.- Los largueros laterales superior e inferior serán de polín de 4" x 4" con una separación de 50.00 cm centro a centro (esto fue en función de las dimensiones de la trabe).
- 4.- Los travesaños laterales apuntalarán a los largueros laterales superior e inferior y serán de polín de 4" x 4" con una separación de 40.00 cm centro a centro. Su longitud será de 40.00 cm.
- 5.- Forro lateral a base de madera de triplay de 16 mm de espesor.
- 6.- Forro de fondo a base de madera de triplay de 16 mm de espesor.
- 7.- Larguero lateral inferior.
- 8.- Los travesaños que soportarán al forro de fondo serán de polín de 4" x 4" con una separación de 40.00 cm centro a centro.
- 9.- Los largueros serán de polín de 4" x 4" con una separación de 40.00 cm centro a centro.
- 10.- Los puntales serán de polín de 4" x 4" con una separación de 100.00 cm centro a centro.



CAPITULO 4

DISEÑO DE CIMBRAS DE ACERO

CAPITULO 4

DISEÑO DE CIMBRAS DE ACERO

4.1.- CRITERIOS DE DISEÑO.

Por simplicidad se adoptará el criterio de diseño elástico también conocido como diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo.

El diseño elástico es el procedimiento que se ha usado tradicionalmente desde principios del siglo XIX, y sigue siendo el más empleado en la actualidad. Consiste en calcular, por medio de un análisis elástico, las acciones internas que producen las sollicitaciones de servicio o trabajo en los diversos elementos estructurales, y en comparar los esfuerzos ocasionados por esas acciones, determinados también por métodos elásticos, con los permisibles o de trabajo obtenidos dividiendo ciertos esfuerzos característicos (de fluencia, de falla por inestabilidad, etc) entre un coeficiente de seguridad.

Este método es útil para predecir el comportamiento de las estructuras en condiciones de trabajo, pero en muchos casos no permite estudiarlas en las cercanías del colapso, que se presente frecuentemente fuera del intervalo elástico, cuando la Ley de Hooke ya no rige las relaciones entre esfuerzos y deformaciones. En esos casos no permite determinar el coeficiente de seguridad real de la estructura, respecto a la falla.

La ecuación de diseño bajo este criterio es la siguiente:

$$F_c A \leq F_R R$$

Donde :

F_c = Factor de carga. Depende del tipo de carga y es mayor que la unidad.

A = Acción actuante sobre el elemento (momento, fuerza cortante o fuerza axial)

F_R = Factor de reducción de resistencia, menor de la unidad.

R = Resistencia del elemento. Depende del material y del tipo de esfuerzo a que está sometido.

En el análisis y el diseño de los elementos de la cimbra se considera al acero con un comportamiento elástico lineal.

4.2.- MATERIALES.

El material que se ajuste a una de las siguientes normas (en su última edición) podrá ser usado, bajo estas especificaciones:

- a) Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 2950.00 kg/cm^2 y con un espesor máximo de 12.70 mm, NOM-B-99-1971 (ASTM A529).
- b) Tubos de acero, con o sin costura, negros y galvanizados por inmersión en caliente, NOM-B-177-1983 (ASTM A53).
- c) Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura de sección circular o de otras formas, NOM-B-199-1984 (ASTM A500).
- d) Tubos con o sin costura, de acero al carbono, formados en caliente, para usos estructurales, NOM-B-200-1985 (ASTM A501)
- e) Acero estructural, NOM-B-254-1974 (ASTM A36).
- f) Lámina de acero de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y laminada en frío, resistente a la corrosión, NOM-B-277-1981 (ASTM A606)
- g) Acero estructural de baja aleación y alta resistencia NOM-B-282-1974 (ASTM A242)
- h) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso-vanadio, NOM-B-284-1973 (ASTM A441)
- i) Lámina de acero al carbono laminada en caliente, para uso estructural, NOM-B-347-1981 (ASTM A570)

Los informes certificados de las pruebas hechas por el productor del acero, o los informes certificados de las pruebas efectuadas por el fabricante o por un laboratorio de ensayos, de acuerdo con NOM-B-252-1974 (ASTM A6) o NOM-B-266-1981 (ASTM A568), según sea aplicable, y con la especificación correspondiente, constituirán evidencia suficiente de conformidad con una de las normas NOM (ASTM) indicadas. Adicionalmente, el fabricante, si se le solicita, proporcionará una certificación de que el acero estructural suministrado cumple con los requisitos del grado especificado.

Podrán usarse aceros no identificados, si están libres de imperfecciones superficiales, en partes o detalles de menor importancia, donde el estricto cumplimiento con las propiedades físicas especificadas para el acero y para su soldabilidad, no afecten la resistencia de la estructura.

Como podemos observar existen diferentes variedades de acero disponibles, pero comercialmente es más común utilizar el acero A-36 con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 2530.00 \text{ kg/cm}^2$.

4.3.- ESFUERZOS PERMISIBLES PARA DISEÑO.

4.3.1.- DISEÑO POR TENSION.

La selección de miembros capaces de resistir fuerzas de tensión de intensidad determinada constituye uno de los problemas más sencillos de diseño estructural.

Al utilizarse métodos elásticos debe escogerse una sección, A , que pueda soportar la fuerza de diseño, T , sin que se sobrepase el esfuerzo permisible, f_s .

$$T = A f_s \qquad A = T / f_s$$

Las especificaciones del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A:C:, las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas) y del AISC de 1969 (Instituto Americano de la Construcción en Acero) fijan el esfuerzo permisible en tensión en 60% del de fluencia sin sobrepasar la mitad del esfuerzo de ruptura.

$$f_s = 0.60 f_y \qquad f_s = f_{rup} / 2$$

Se consideran que trabajan en tensión o compresión axial los elementos estructurales siguientes:

- a).- Barras de armaduras trianguladas sobre las que no obran directamente fuerzas exteriores, excepto cuando en sus conexiones haya excentricidades que produzcan flexiones que no puedan ignorarse en el diseño.
- b).- Las celosías de columnas compuestas que formen una triangulación completa tal que cualquier plano perpendicular al eje de la columna corte cuando menos una diagonal o coincida con un montante.
- c).- Los puntales y tirantes colocados para el contraventeo lateral de la estructura principal.
- d).- Los atiesadores de travesaños armados.

4.3.2.- DISEÑO POR CORTANTE.

El esfuerzo cortante medio en el alma de un elemento estructural de sección I o C, laminado o formado por placas soldadas, en la que la relación h/t del peralte del alma a su grueso no es mayor que $3700\sqrt{f_y}$, no será mayor que el esfuerzo permisible para diseño.

$$f_s = 0.40 f_y$$

El esfuerzo cortante medio se calculará dividiendo la fuerza cortante entre el producto del peralte total de la sección por el grueso del alma.

4.3.3.- DISEÑO POR FLEXION.

El esfuerzo permisible en tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactos, laminados en caliente o armados (excepto vigas híbridas), cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de esta sección será:

$$f_s = 0.66 f_y$$

Para que un miembro se clasifique bajo esta sección, debe cumplir los siguientes requisitos:

1).- Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas.

2).- La relación ancho/espesor de elementos no atiesados* del patín en compresión no excederá de:

$$545.00 / \sqrt{f_y}$$

* Los elementos en compresión no atiesados son aquellos que tienen un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión. El ancho de las placas no atiesadas se tomará desde del borde libre hasta la primera fila de sujetadores o soldaduras; el ancho de los lados de ángulos y de los patines de perfiles CE, así como el del alma de secciones en T, se tomará como la dimensión total nominal; el ancho de los patines de los perfiles I y T se tomará como la mitad del ancho total nominal. El espesor de un patín de espesor variable se medirá a la mitad de la distancia entre su borde libre y la cara correspondiente del alma.

3).- La relación ancho/espesor de elementos atiesados del patín en compresión** no excederá de:

$$1590.00 \sqrt{f_y}$$

** Los elementos en compresión atiesados son aquellos que están soportados lateralmente a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión. Su ancho es igual a la distancia entre líneas más cercanas de sujetadores o soldaduras, o entre las raíces de los patines, en el caso de secciones laminadas.

4).- La relación peralte/espesor del alma o almas no excederá el valor dado por las siguientes fórmulas, según sea aplicable:

$$d/t = (5370.00 / \sqrt{f_y}) (1.00 - (3.74 f_a / f_y)) \quad \text{cuando } f_a / f_y \leq 0.16$$

$$d/t = 2150.00 / \sqrt{f_y} \quad \text{cuando } f_a / f_y > 0.16$$

$$f_a = \text{Esfuerzo axial calculado, en kg/cm}^2$$

5).- La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá el valor de:

$$637.00 b_f / \sqrt{f_y} \quad \text{ni de } 1410000.00 / ((d / A_f) f_y)$$

6).- La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros de cajón de sección transversal rectangular, cuyo peralte no es mayor de 6 veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de 2 veces el espesor del alma, no excederá el valor de:

$$(137000.00 + 84400.00 (M_1 / M_2)) b / f_y$$

b_f = Ancho del patín de una viga laminada o de una viga formada por tres placas.

A_f = Area del patín en compresión, en cm^2

M_1 = El menor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocomprensión en kg-m.

M_2 = El mayor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocomprensión, en kg-m.

excepto que dicha fórmula no necesita ser menor de:

$$84400.00 (b / f_y)$$

7).- La relación diámetro / espesor de secciones circulares huecas no excederá de:

$$232000.00 / f_y)$$

Excepto para vigas híbridas, las vigas (incluyendo los miembros diseñados con base en la acción compuesta) que satisfagan los requisitos de los incisos 1 a 7 mencionados, y sean continuos sobre apoyos o estén rígidamente conectados a columnas por medio de remaches, tornillos de alta resistencia o soldaduras, podrán ser diseñadas para 9/10 de los momentos negativos producidos por cargas gravitacionales, los que son máximos en los puntos de apoyo, siempre que para tales miembros el momento máximo positivo sea incrementado en un 1/10 de los promedio de los momentos negativos. Esta reducción no procede para momentos generados por cargas aplicadas en voladizos. Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente conectada a la viga, la reducción de 1/10 podrá ser utilizada en el diseño de la columna para la combinación de carga axial y flexión, siempre que el esfuerzo f_a , debido a cualquier carga axial concurrente sobre el miembro, no exceda de $0.15 F_a$.

F_a = Esfuerzo de compresión axial permisible en un miembro prismático, cuando no hay momento en flexión, en kg/cm^2 .

Los miembros (excepto vigas híbridas) que cumplan con los requisitos mencionados, salvo que $b_f / 2 t_f$ exceda de $545.00 / \sqrt{f_y}$, pero menor de $797.00 / f_y$, podrán ser diseñados sobre la base de un esfuerzo de flexión permisible:

$$f_s = f_y (0.79 - 0.000239 (b_f / 2 t_f) \sqrt{f_y})$$

Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros I o H doblemente simétricos, que cumplan los incisos 1 y 2, y estén flexionados con respecto a su eje menor; así como barras sólidas cuadradas y redondas, secciones sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor:

$$f_s = 0.75 f_y$$

Los miembros I y H, doblemente simétricos, flexionados con respecto a su eje menor (excepto vigas híbridas), que cumplan con el inciso 1, salvo que $b_f / 2 t_f$ exceda de $545.00 / \sqrt{f_y}$ pero que sea menor de $797.00 / f_y$, podrán ser diseñados con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$f_s = f_y (1.075 - 0.000596 (b_f / 2 t_f) \sqrt{f_y})$$

Las secciones tubulares rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor y cumplan con los incisos 1, 3 y 4 podrán ser diseñadas con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$f_s = 0.66 f_y$$

4.3.4.- DISEÑO POR COMPRESION.

$$f_a = (1.00 - (((K l / r)^2 / 2 C_c^2) f_y)) / (5/3) + ((3 K l / r) / 8 C_c) - (((K l)^3) / (8 C_c^3))$$

en donde:

$$C_c = \sqrt{(2 \pi^2 E) / f_y}$$

f_a = Esfuerzo de compresión axial permisible en un miembro prismático cuando no hay momento de flexión, en kg/cm^2 .

En las tablas 1 y 2 anexas se presentan los valores de f_a tabulados para distintos valores de $K l / r$.

4.3.5.- EJEMPLO DE DISEÑO.

Se analiza la capacidad de carga axial de un andamio metálico formado por tubos de acero A-36.

Los tubos son de 1" de diámetro nominal cédula 40E.

De acuerdo a la tabla 3 anexa se tiene que:

t = Espesor de pared del miembro tubular = 3.38 mm.

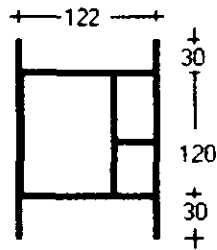
A = Area = 3.19 cm^2 .

I = Momento de inercia de la sección = 3.64 cm^4 .

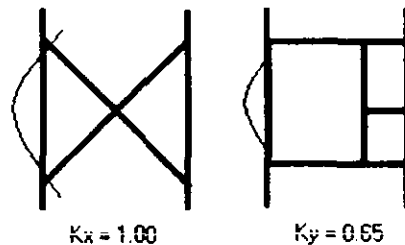
r = Radio de giro = $\sqrt{I / A} = 1.07 \text{ cm}$.

a) Análisis de la capacidad de carga axial por cada puntal aislado.

Se considera que en la dirección del marco los tubos horizontales restringen la rotación del puntal, lo que no sucede en el sentido de las crucetas perpendiculares al marco.



El factor de longitud efectiva, K , para miembros a compresión de armaduras y de aquellos marcos cuya estabilidad lateral se logra mediante una adecuada unión con arriostramientos en diagonal, muros de cortante, una estructura adyacente que tenga estabilidad lateral adecuada, losas de piso o de techo fijadas horizontalmente por muros o por arriostramientos paralelos al plano del marco, será tomado como la unidad, a menos que un estudio de muestre que puede usarse un valor menor.



$$K_x l / r = (1.00 \times 120.00) / 1.07 = 112.00$$

$$K_y l / r = (0.65 \times 120.00) / 1.07 = 73.00$$

de la tabla 1 anexa obtenemos:

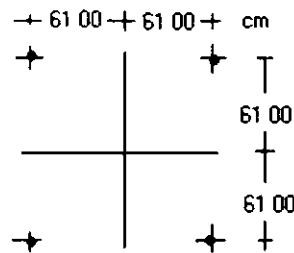
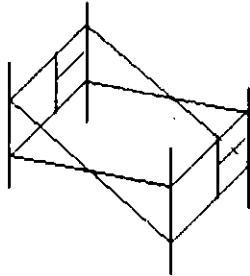
$$F_a = 802.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 1133.00 \text{ kg/cm}^2$$

se tomará el menor de los esfuerzos calculados, por ser la condición más desfavorable; por lo tanto la capacidad de carga axial por cada puntal será:

$$P_{\text{máx puntal}} = 3.19 \text{ cm}^2 \times 802.00 \text{ kg/cm}^2 = 2558.00 \text{ kg}$$

b) Análisis de la capacidad de carga de una torre ensamblada con dos marcos y dos crucetas.



$$A = 4.00 \times 3.19 \text{ cm}^2 = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 4.00 (I_0 + A d^2) = 4.00 (3.64 \text{ cm}^4 + (3.19 \text{ cm}^2 \times (61.00 \text{ cm})^2)) = 47495.00 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_y = \sqrt{ (I/A) } = \sqrt{ (47495.00/12.80) } = 61.00 \text{ cm.}$$

si consideramos una altura libre sin restricción lateral de 180.00 cm.

$$K l / r = (1.00 \times 180.00) / 61.00 = 2.95 \cong 3.00$$

de la tabla 1 anexa se obtiene

$$F_a = 1510.00 \text{ kg/cm}^2.$$

la carga de la torre será:

$$P_{\text{torre}} = (1510.00 \text{ kg/cm}^2) \times 12.80 \text{ cm}^2 = 19328.00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{puntal/torre}} = 19328.00 / 4.00 = 4832.00 \text{ kg.}$$

La carga por puntal se rige por la carga máxima del puntal por pandeo como pieza aislada.

$$P_{\text{máxima/puntal}} = 2558.00 \text{ kg}$$

$$P_{\text{máxima/torre}} = (2558.00 \text{ kg}) \times 4.00 = 10232.00 \text{ kg.}$$

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	2.00
Valores del diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00
Condiciones en los extremos						
	Rotación impedida y traslación impedida. Rotación libre y traslación impedida. Rotación impedida y traslación libre. Rotación libre y traslación libre.					

Valores del coeficiente K para columnas aisladas con diversas condiciones.

Calculemos ahora la altura de la torre en donde la carga del puntal de la torre se iguale a la carga del puntal aislado por pandeo.

Se determinó que la relación de esbeltez del puntal aislado es de:

$$K \times l/r = (1.00 \times 120.00) / 1.07 = 112.00$$

para una relación de esbeltez de 112.00 se sustituyen los valores de la torre y se despeja la altura necesaria para esa relación de esbeltez

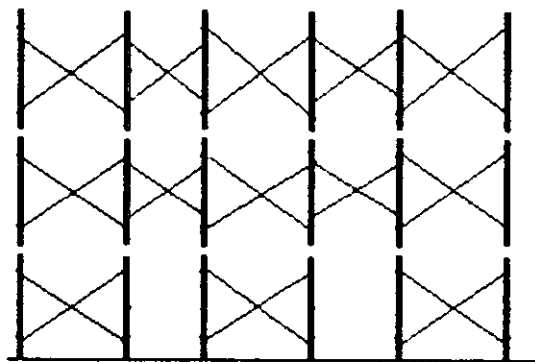
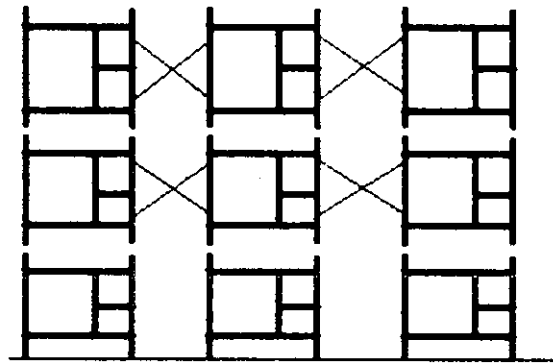
$$K \times l/r = 112.00$$

$$1.0 \times l / 61.00 = 112.00$$

$$l = 61.00 \times 112.00$$

$$l = 6832.00 \text{ cm} = 68.32 \text{ m.}$$

La carga de la torre estará regida prácticamente por la carga de pandeo del puntal aislado.



4.3.6.- EJEMPLO DE DISEÑO.

Se diseñará un puntal tubular para resistir una carga de 10.00 toneladas a una altura de 6.00 m. El tubo será de acero A-36.

Primeramente se hace un estimado del perfil suponiendo un esfuerzo de trabajo en compresión de $F_a = 1000.00 \text{ kg/cm}^2$.

$$A = 10000.00 \text{ kg} / (1000.00 \text{ kg/cm}^2) = 10.00 \text{ cm}^2$$

con ayuda de la tabla 3 anexa observamos que se puede utilizar un tubo de 2 1/2" cédula 40E.

$$A = 11.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 63.63 \text{ cm}^4$$

$$r = 2.41 \text{ cm}$$

de acuerdo con la tabla 1 anexa, una relación de esbeltez necesaria para lograr un esfuerzo de trabajo de

$$F_a = 1000.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ será}$$

$$k l / r = 90.00$$

suponiendo que el puntal, por continuidad del tubo, se pandeara en curva doble

$$K = 0.65$$

despejando la longitud no arriostrada se tiene

$$k l / r = 65.00 \times l / 2.41 = 90.00$$

$$l = 90.00 \times 2.41 / 0.65 = 333.00 \text{ cm}$$

si se restringe el punta a la mitad de su altura (3.00 m), se tendrá una relación de esbeltez de

$$k l / r = 0.65 \times 300.00 / 2.41 = 81.00$$

de la tabla I se obtiene

$$F_a = 1071.00 \text{ kg/cm}^2$$

el área necesaria del tubo será

$$A = 10000.00 \text{ kg} / (1071.00 \text{ kg/cm}^2) = 9.34 \text{ cm}^2$$

el perfil propuesto es correcto.

La restricción del puntal a la mitad de la altura puede lograrse con tensores inclinados. Para que la restricción sea efectiva, deberá tener una capacidad en tensión de por lo menos el 4% de la capacidad de carga axial del puntal que está siendo restringido.

$$\text{Tensión en el puntal} = 0.04 \times 10000.00 \text{ kg} = 400.00 \text{ kg}$$

Si el puntal se propone con una inclinación de 45° , la capacidad del tensor de 400.00 kg deberá ser la proyección horizontal de la capacidad neta del tensor inclinado.

$$T \cos 45^\circ = 400.00 \text{ kg}$$

$$T = 400.00 \text{ kg} / \cos 45^\circ$$

$$T = 566.00 \text{ kg}$$

Si el esfuerzo de tensión permisible es de $0.60 f_y$ y se utiliza un alambón de acero con $f_y = 2500.00 \text{ kg/cm}^2$, el área de acero necesaria será:

$$A = 566.00 \text{ kg} / (0.60 \times 2500.00 \text{ kg/cm}^2) = 0.38 \text{ cm}^2$$

Un alambón del #2 tiene un diámetro de 0.64 cm por lo que su área transversal será:

$$A = (\pi D^2) / 4.00 = (\pi \times (0.64 \text{ cm})^2) / 4.00 = 0.32 \text{ cm}^2$$

Es mínima la diferencia con respecto a 0.38 cm^2 que es el área necesaria, por lo que puede aceptarse como tensor.

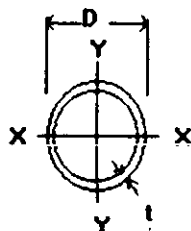


Figura correspondiente a la tabla 3 (anexa)

TABLA 1 - 2530

ESFUERZOS PERMISIBLES PARA MIEMBROS EN COMPRESIÓN EN ACEROS
CON ESFUERZO DE FLUENCIA DE $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Miembros principales y secundarios $Kl/r \leq 120$			Miembros principales $120 \leq Kl/r \leq 200$			Miembros secundarios ^a $120 \leq l/r \leq 200$		
Kl/r	Fa en kg/cm^2	Fa en kg/cm^2	Kl/r	Fa en kg/cm^2	Fa en kg/cm^2	Kl/r	Fa en kg/cm^2	
1	1516	41 1344	81	1071	121	713	161	405
2	1513	42 1338	82	1061	122	702	162	400
3	1510	43 1332	83	1056	123	693	163	395
4	1507	44 1326	84	1048	124	682	164	390
5	1504	45 1320	85	1040	125	671	165	386
6	1501	46 1315	86	1031	126	662	166	381
7	1498	47 1308	87	1024	127	651	167	376
8	1491	48 1303	88	1015	128	641	168	372
9	1491	49 1296	89	1007	129	631	169	368
10	1488	50 1290	90	998	130	622	170	363
11	1483	51 1284	91	991	131	612	171	359
12	1480	52 1277	92	982	132	603	172	355
13	1476	53 1271	93	973	133	593	173	351
14	1473	54 1265	94	965	134	585	174	347
15	1467	55 1259	95	956	135	576	175	343
16	1465	56 1252	96	948	136	567	176	339
17	1461	57 1245	97	939	137	560	177	335
18	1457	58 1239	98	931	138	551	178	331
19	1453	59 1233	99	921	139	543	179	328
20	1418	60 1225	100	913	140	536	180	324
21	1444	61 1218	101	903	141	528	181	321
22	1440	62 1212	102	894	142	521	182	317
23	1435	63 1205	103	885	143	513	183	314
24	1431	64 1198	104	877	144	506	184	310
25	1426	65 1191	105	867	145	499	185	307
26	1422	66 1184	106	858	146	496	186	304
27	1417	67 1177	107	849	147	486	187	300
28	1412	68 1170	108	839	148	480	188	297
29	1407	69 1162	109	830	149	473	189	294
30	1402	70 1155	110	820	150	467	190	291
31	1397	71 1148	111	811	151	461	191	288
32	1392	72 1140	112	802	152	454	192	285
33	1387	73 1133	113	792	153	449	193	282
34	1382	74 1126	114	783	154	443	194	279
35	1377	75 1118	115	773	155	437	195	276
36	1371	76 1110	116	763	156	432	196	273
37	1365	77 1103	117	753	157	426	197	271
38	1360	78 1095	118	743	158	420	198	268
39	1355	79 1088	119	733	159	416	199	265
40	1319	80 1080	120	723	160	410	200	262

^a K se toma igual a 1 para miembros secundarios

TABLA 2 - 3520
ESFUERZOS PERMISIBLES PARA MIEMBROS EN COMPRESIÓN EN ACEROS
CON ESFUERZO DE FLUENCIA DE $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$

Miembros principales y secundarios $Kl/r \leq 120$			Miembros principales ^b $120 \leq Kl/r \leq 200$			Miembros secundarios ^{a, b} $120 \leq l/r \leq 200$			
Kl/r	Fa en kg/cm^2	Kl/r	Fa en kg/cm^2	Kl/r	Fa en kg/cm^2	Kl/r	Fa en kg/cm^2	Kl/r	Fa en kg/cm^2
1	2105	41	1806	81	1322	121	717	161	405
2	2100	42	1796	82	1308	122	705	162	400
3	2095	43	1786	83	1294	123	694	163	395
4	2090	44	1776	84	1280	124	683	164	390
5	2083	45	1765	85	1265	125	672	165	386
6	2080	46	1755	86	1251	126	662	166	381
7	2074	47	1744	87	1236	127	651	167	376
8	2068	48	1734	88	1221	128	641	168	372
9	2063	49	1723	89	1206	129	631	169	368
10	2057	50	1712	90	1191	130	622	170	363
11	2051	51	1701	91	1176	131	612	171	359
12	2045	52	1690	92	1160	132	603	172	355
13	2038	53	1679	93	1145	133	593	173	351
14	2032	54	1668	94	1129	134	585	174	347
15	2025	55	1656	95	1114	135	576	175	343
16	2019	56	1645	96	1098	136	567	176	339
17	2012	57	1633	97	1082	137	560	177	335
18	2004	58	1621	98	1067	138	551	178	331
19	1997	59	1609	99	1050	139	543	179	328
20	1990	60	1597	100	1034	140	536	180	324
21	1982	61	1585	101	1017	141	528	181	321
22	1974	62	1573	102	1001	142	521	182	317
23	1967	63	1561	103	984	143	513	183	314
24	1959	64	1548	104	968	144	506	184	310
25	1951	65	1536	105	951	145	499	185	307
26	1943	66	1524	106	934	146	493	186	304
27	1935	67	1511	107	917	147	486	187	300
28	1926	68	1498	108	900	148	480	188	297
29	1918	69	1485	109	884	149	473	189	294
30	1909	70	1472	110	868	150	467	190	291
31	1900	71	1459	111	852	151	461	191	288
32	1891	72	1446	112	837	152	454	192	285
33	1882	73	1433	113	822	153	449	193	282
34	1873	74	1420	114	808	154	443	194	279
35	1864	75	1405	115	794	155	437	195	276
36	1855	76	1392	116	780	156	432	196	273
37	1846	77	1379	117	767	157	426	197	271
38	1836	78	1365	118	751	158	420	198	268
39	1826	79	1351	119	742	159	416	199	265
40	1816	80	1337	120	729	160	410	200	262

^a K se toma igual a 1 para miembros secundarios

^b Estos valores son los mismos para todos los aceros con $F_y = 2740 \text{ kg/cm}^2$

TABLA 3
OC
TUBO CIRCULAR
DIMENSIONES Y PROPIEDADES

Designación D x t		Diámetro nominal	Diámetro interior	Peso	Area	Ejes X-X y Y-Y			Denominación
						l	S	r	
mm* x mm	in x in	in	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	
21 x 2.77	0.84 x 0.110	½	15.76	1.27	1.61	0.71	0.66	0.66	40 E
x 3.73	x 0.147		13.84	1.62	2.06	0.83	0.78	0.64	80 XE
27 x 2.87	1.05 x 0.113	¾	20.96	1.69	2.15	1.55	1.16	0.85	40 E
x 3.91	x 0.154		18.88	2.20	2.80	1.87	1.40	0.82	80 XE
33 x 3.38	1.315 x 0.133	1	26.64	2.50	3.19	3.64	2.18	1.07	40 E
x 4.55	x 0.179		24.30	3.24	4.12	4.40	2.63	1.03	80 XE
42 x 3.56	1.66 x 0.140	1 ¼	35.08	3.39	4.32	8.13	3.85	1.37	40 E
x 4.85	x 0.191		32.50	4.47	5.69	10.09	4.78	1.33	80 XE
48 x 3.68	1.90 x 0.145	1 ½	40.94	4.05	5.16	12.93	5.35	1.58	40 E
x 5.08	x 0.200		38.14	5.41	6.90	16.33	6.76	1.54	80 XE
60 x 3.91	2.375 x 0.154	2	52.48	5.44	6.93	27.66	9.18	2.00	40 E
x 5.54	x 0.218		49.22	7.48	9.53	36.09	11.97	1.95	80 XE
x 8.74	x 0.344		42.82	11.11	14.16	48.40	16.05	1.85	160
x 11.07	x 0.436		38.16	13.44	17.12	54.49	18.07	1.78	XXE
73 x 5.16	2.875 x 0.203		2 ½	62.68	8.63	11.00	63.63	17.43	2.41
x 7.01	x 0.276	58.98	11.41	14.53	80.00	21.92	2.35	80 XE	
x 9.53	x 0.375	53.94	14.92	19.00	97.85	26.81	2.27	160	
x 14.02	x 0.552	44.96	20.39	25.98	119.34	32.70	2.14	XXE	
89 x 5.49	3.50 x 0.216	3	77.92	11.29	14.39	125.65	28.27	2.96	40 E
x 7.62	x 0.300		73.66	15.27	19.46	162.09	36.17	2.89	80 XE
x 11.13	x 0.438		66.64	21.35	27.19	209.80	47.20	2.78	160
x 15.24	x 0.600		58.42	27.68	35.27	249.43	56.11	2.66	XXE
102 x 5.74	4.0 x 0.226	3 ½	90.12	13.57	17.29	199.27	39.23	3.40	40 E
x 8.08	x 0.138		85.44	18.64	23.74	261.47	51.47	3.32	80 XE

NOTAS:
Se recomienda que al ordenar tubos de acero se especifique la norma oficial mexicana, el diámetro exterior y el espesor de pared.
Se fabrican tubos de otros diámetros y espesores que no aparecen en esta tabla, por lo que deberán consultarse los catálogos de los fabricantes.
Los espesores resaltados con letra negra no son de fabricación común, por lo que se recomienda consultar con el proveedor su disponibilidad.
* Redondeado al milímetro.

CAPITULO 5

CIMBRAS ESPECIALES

CAPITULO 5

CIMBRAS ESPECIALES

Hay ocasiones en que el trabajo de colocación de concreto es suficientemente repetitivo para merecer la fabricación de una cimbra especial para tal fin. Por supuesto, dicha cimbra asegura que la producción sea pronosticable y que la programación de las actividades sea más precisa. Entre otros factores que determinan la demanda de una cimbra especial se incluyen:

- a) Grado de precisión requerida.
- b) Producción de texturas exóticas, perfiles o acabados de superficie.
- c) Escasez de mano de obra calificada.
- d) Costos excepcionales; por ejemplo, capas demasiado espesas o tableros muy largos o complicados.
- e) Necesidad de un sistema integral para el desplazamiento de la cimbra.
- f) Limitaciones físicas de los anclajes.

Ciertos tipos de construcción dependen del abastecimiento de una o varias cimbras especiales fabricadas para un uso en particular. Tanto las cimbras deslizables como las de túnel requieren diseños especiales. Los contratistas tienden a usar cimbras especiales con grúas viajeras y andamios de acceso incorporados para la construcción de muros de contención, rompeolas y otras estructuras similares. Dichas cimbras pueden fabricarse de madera, de acero, de plástico vitrorreforzado o de cualquier combinación de estos materiales. Cualesquiera que sea el material, es muy importante que un experto familiarizado con los materiales seleccionados realice el diseño y los cálculos.

La adopción de técnicas para cimbras especiales mecaniza las actividades de la cimbra, y el diseñador debe ocuparse de lo que es esencialmente una máquina, la cual, para amortizar satisfactoriamente la inversión, debe utilizarse frecuente y metódicamente. La esencia de la economía es el uso repetido y la promoción de un ciclo continuo de trabajo para el personal que fija el acero de refuerzo y cuela el concreto.

La frecuencia de uso, la cual implica una remoción oportuna de la cimbra, hace necesario tener cuidado con el curado y emplear un sistema de puntales. Estos son esenciales para el éxito completo de las cimbras especiales y deben destacarse en el manual de instrucciones o en los bosquejos preparados para la obra..

5.1.- TIPOS Y CARACTERISTICAS

5.1.1.- PUENTES Y VIADUCTOS.

Para puentes, la construcción y remoción de la cimbra debe planearse por adelantado. Las cimbras y soportes deben ser lo suficientemente rígidos para asegurar que la estructura terminada satisfaga sus funciones estructurales y que los acabados del concreto expuesto presenten una apariencia agradable al público.

En las estructuras continuas, los soportes no deben separarse en ningún claro hasta que los claros primero y segundo adyacentes de cada lado hayan alcanzado la resistencia necesaria.

Las cimbras pueden ser de un gran número de materiales, pero comúnmente se utilizan la madera o metal. Deben ser construidas para evitar que se salga el mortero o de cualquier material lo suficientemente fuerte para evitar la distorsión durante la colocación y curado del concreto.

5.1.2.- ESTRUCTURAS DISEÑADAS PARA ACCION CONJUNTA.

Las estructuras o elementos que se diseñan a fin de que las porciones de concreto actúen conjuntamente en relación con otros materiales o partes de la estructura presentan problemas especiales en la habilitación lo cual debe ser anticipado en el diseño de la estructura. Los requerimientos para puntales u otro tipo de controles de deflexión de la cimbra deben ser señalados claramente por el ingeniero en las especificaciones. En el caso de colados sucesivos que vayan a actuar en forma conjunta en la estructura total, los controles de deflexión resultan extremadamente críticos.

El apuntalamiento, con o sin contraflecha de porciones de la estructura, durante el colado y curado del concreto, debe analizarse por separado de los efectos del peso muerto del concreto recién colocado y de los efectos de las otras cargas de la construcción que puedan imponerse antes de que el concreto obtenga la resistencia óptima.

Los elementos de la cimbra y los puntales deben de diseñarse a fin de limitar las deflexiones prácticamente al mínimo consistente con los elementos estructurales que se construirán.

En el caso de elementos construidos en varios colados sucesivos los componentes de las cimbras deben medirse, colocarse y/o apoyarse a fin de minimizar los efectos crecientes de la deflexión de la estructura; en el caso de las trabes cajón deben apoyarse los elementos a fin de no sobrecargar el acero de refuerzo. En el trabajo multiniveles, donde se requiere apuntalamiento de los elementos compuestos, debe ponerse especial atención al número de pisos necesario, velocidad de construcción y resistencia del concreto; el apuntalamiento garantizará capacidad de apoyo, rigidez e impermeabilidad. Deben usarse cuñas, arrastres,

escuadras, etc, para hacer los ajustes necesarios si es que estos se requieren antes o durante el colado del concreto, asimismo deben quitarse sin golpear o dañar a la construcción terminada. Cualquier ajuste necesario debe realizarse con anterioridad al fraguado inicial del concreto.

Donde requieran contraflechas, debe distinguirse la parte a la cual se permite la deflexión de la cimbra o puntal y aquella que corresponde a las cargas de diseño. Las mediciones de la contraflecha para las cargas de diseño deben hacerse después de que el concreto ha endurecido, pero antes de retirar los soportes.

Las cimbras y/o soportes deben removerse sólo después de que se hayan realizado las pruebas y operaciones de curado y resistencia sean satisfactorias.

5.1.3.- ESTRUCTURAS DE TECHO DE GRANDES CLAROS.

Par a las estructuras con grandes claros normalmente el diseño requiere de un análisis tridimensional. Los problemas de diseño, cimbrado y descimbrado deben ser analizados por ingenieros que tengan la experiencia necesaria.

Cuando la obra falsa este soportada por la estructura permanente el ingeniero debe especificar los valores límite y las direcciones de las fuerzas de reacción. Cuando sea posible, el ingeniero debe incluir un plano de la secuencia de descimbrado de los centros de los claros en los documentos, esta incluirá las bases para el diseño de los sistemas de cimbra y soporte, y debe ser usado por el contratista. Debe ponerse la atención necesaria a las cargas no asimétricas o excéntricas, mismas que pudieran ocurrir durante el colado del concreto y durante el montaje, descimbrado del centro de claros o movimientos similares.

Por lo regular, el peso de las cimbras y la obra falsa pueden ser igual o mayor que la carga viva de estructura, los detalles de la cimbra deben diseñarse a fin de evitar que durante el retiro de la cimbra de los centros de los claros o la obra falsa queden colgando y de este modo sobrecarguen la estructura.

La aprobación por escrito del ingeniero debe contemplar:

- a).-Cumplen con las normas de seguridad óptimas (estatales y federales).
- b).-La estructura permanente garantiza integridad y estabilidad.
- c).-Se cumple con todos los requerimientos de los DDD.

Respecto a la construcción se sugiere que:

- a).- La secuencia de montaje se siga al pié de la letra.
- b).- Para el montaje deben preverse medios de ajuste.
- c).- Deben instalarse testigos a fin de revisar los alineamientos y nivelación durante el colado.

Respecto al descimbrado se sugiere que:

- a).- Siguiendo las secuencias especificadas en los planos y en los DDD.
- b).- Deben planearse perfectamente a fin de evitar que cualquier reacción se concentre en alguna parte de la estructura permanente.
- c).-Debido a las grandes deflexiones y la alta relación de peso muerto/carga viva que es común en este tipo de estructuras, no debe permitirse el descimbrado,, hasta que las pruebas especificadas para tal labor

demuestren que se hayan alcanzado la resistencia del concreto y el módulo de elasticidad señalados en los documentos del contrato (DDD).

d).- Generalmente, el descimbrado debe empezar en los puntos de máxima deflexión y progresar hacia los puntos de deflexión mínima.

5.1.4.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO MASIVO.

El ACI 116R define el concreto masivo como “cualquier volumen de concreto con dimensiones lo suficientemente grandes como para requerir que las mediciones se lleven a cabo tomando en cuenta la generación de calor a partir de la hidratación del cemento y el cambio de volumen para minimizar el agrietamiento”. El concreto masivo se da generalmente en la ingeniería civil y en construcciones pesadas como presas de gravedad, presas de arco, muros de contención, muros de esclusas, estructuras para centrales energéticas y cimentaciones de grandes edificios. Deben tomarse las precauciones necesarias a fin de controlar los aumentos de temperatura en la masa por medio del uso de cemento o materiales cementantes que cuenten con características de generación de calor bajas o moderadas, por medio de preenfriado o enfriando el concreto fresco por medio de la secuencia de colocación.

La cimbra para el concreto masivo se divide generalmente en dos categorías, llamadas de capas bajas (delgadas) y altas (gruesas). La cimbra para capas delgadas de concreto se utiliza para alturas de 1.50 a 3.00 m., y generalmente consiste en unidades de cimbra de acero multiusos en cantiliver que cuentan con sus propios andamios y, ocasionalmente, elementos para alzarla. La cimbra para capas gruesas es estrictamente, comparable a las cimbras de madera de uso común que se utilizan ampliamente en el caso del concreto estructural.

5.1.5.- ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS.

Las estructuras subterráneas difieren de las correspondientes instalaciones en la superficie en el hecho de que la construcción se lleva a cabo dentro de una excavación en vez de a cielo abierto, por lo tanto hay problemas especiales referentes al manejo y soporte de la cimbra y el colado del concreto. Como resultado, los 4 siguientes factores hacen que el diseño de la cimbra para estructuras subterráneas sea totalmente distinto del diseño de cimbras para estructuras al aire libre:

- 1).- El concreto debe bombearse neumáticamente para rellenar áreas que de otro modo permanecerían inaccesibles.
- 2).- La roca se utiliza, ocasionalmente, como respaldo de la cimbra, por lo tanto se usan anclajes a la roca y varillas de tensores en vez de refuerzos y puntales externos.
- 3).- Los límites de la excavación requieren equipos de manejo especial que proporcionan énfasis especial a la remoción y reutilización de las cimbras.
- 4).- Las superficies rocosas, en ocasiones, pueden usarse para adosarles maquinaria tal como grúas.

La elección de materiales para cimbra subterránea se basa generalmente en la forma, capacidad de reuso y movilidad de la cimbra y la magnitud del bombeo o de las presiones neumáticas a las cuales estará

sujeta. Usualmente dichas cimbras se fabrican con acero o de madera y acero. La experiencia es de vital importancia para el diseño y fabricación de una cimbra para túnel que resulte satisfactoria, debido a la naturaleza de las presiones desarrolladas por el concreto, las técnicas de colocación y el alto grado de movilidad que generalmente se requiere.

5.1.6.- CONCRETO CON AGREGADOS PRECOLOCADOS.

El concreto con acabados precolocados se hace inyectando mortero en los vacíos de una masa precolocada de agregados graduados y limpios. Para la construcción normal, dichos agregados se humedecen y se mantiene húmedos hasta que está terminada la inyección del mortero en los vacíos. En la construcción bajo el agua, el mortero desplaza al agua y rellena los huecos. En ambos tipos de construcción, este proceso puede dar origen a un concreto denso con un gran contenido de agregados gruesos.

Algunas consideraciones del diseño dignas de tomarse en cuenta son:

- a).- Debido al método de colocación, las presiones laterales sobre la cimbra son considerablemente mayores que las desarrolladas con el uso de concreto normal.
- b).- Debida a la presión creada durante el empaque de los agregados y el bombeo del mortero, las cimbras deben anclarse y reforzarse con más firmeza que en el caso del concreto común y corriente.
- c).- Debe ponerse especial atención a las presiones que se crean en las cimbras en talud.
- e).- Debe tenerse cuidado a fin de prohibir, incluso, la más pequeña subpresión en la cimbra.

Se recomienda que en la construcción de la cimbra se tomen en cuenta las siguientes consideraciones:

- a).- Las cimbras deben ser herméticas contra el mortero y deben estar adecuadamente ventiladas ya que los agregados precolocados presionan el mortero en los vacíos alrededor de los agregados gruesos.
- b).- El incremento de presión lateral, generalmente que la mano de obra y detallado de la cimbra sea de mejor calidad que la cimbra para concreto normal.

5.1.7.- CIMBRAS DESLIZANTES.

Durante casi 50 años, se ha venido utilizando el colado continuo en los muros de concreto, empleando un sistema de cimbrado que se desplaza con un gato, o de alguna otra forma, durante los procesos de colado y compactación mientras el concreto está fresco. Las operaciones con las cimbras deslizantes, las cuales tienden a la expulsión, han sido empleadas para el colado de muros, de barreras de seguridad, construcción de torres y sus núcleos, edificios, cubos de chimeneas, muelles, elementos estructurales horizontales y de pilotes para las plataformas de perforación en los yacimientos petrolíferos. Generalmente, las técnicas han sido empleadas donde se tienen que colar grandes cantidades de concreto en una sección transversal similar o de sección no uniforme.

Los requisitos principales para llevar a cabo el cimbrado deslizante son: conservar un alto grado de uniformidad en el control de la mezcla del concreto; mantener un nivel adecuado de trabajabilidad y cohesión, como obtener rápidamente la resistencia necesaria. La técnica real de la cimbra deslizante, consiste

en el llenado de un grupo de cimbras, las cuales son izadas o movidas continua e intermitentemente, para así construir el perfil estructural requerido. La extensión de las cimbras, la velocidad de desplazamiento y el tiempo de fraguado del concreto, están especificados de tal manera, que el concreto que se ha colocado, alcance la resistencia suficiente en poco tiempo, para soportar la carga de la cimbra y del concreto fresco colocados sobre él, a medida que la cimbra continúe deslizándose.

Las cimbras deslizantes verticales son adecuadas para la construcción de silos, cubos de concreto, muros de apoyo en edificios, pilas, chimeneas, torres de comunicación u observación, muros para instalaciones nucleares y estructuras similares. Dichas cimbras se mueven generalmente con pequeños incrementos por medio de gatos que se mueven a si mismos dentro de rodillos de acero suave o tubos empotrados o unidos al concreto endurecido. Este sistema de cimbra tiene cinco componentes principales:

1).- Revestimiento (material de contacto).- Puede ser de metal, plástico reforzado con fibra de vidrio, madera o una combinación de dichos materiales. Su función es contener y dar forma al concreto.

2).- Largueros.- Tienen tres funciones primordiales:

2.1).- Soportar y mantener el forro o material de contacto en su lugar.

2.2).- Transmitir la fuerza de deslizamiento de los yugos al forro.

2.3).- Soportar plataformas y andamios.

3).- Yugos.- Tienen dos funciones básicas:

3.1).- Resistir la presión del concreto plástico dentro de la cimbra.

3.2).- Transmitir las fuerzas de avance de los gatos a los largueros.

4).- Gatos y varilla del gato.

5).- Plataformas de trabajo y andamios.- Proporcionan espacio para almacenar el concreto, el acero de refuerzo y los accesorios que se empotren, además sirven como área de trabajo para colocación y acabados.

Las cimbras deslizantes horizontales son adecuadas para estructuras de concreto como tiros de túneles, conductos de agua, canales de desagüe, elementos prefabricados de drenaje, barreras medias de carreteras y pavimento. Generalmente se mueven por medio de un sistema de rieles, tractores, sobre ruedas o banquetas adecuadas. Las plataformas de trabajo y almacenamiento y los andamios de acabados se unen a la cimbra móvil y son llevados por ésta.

Los movimientos verticales u horizontales de las cimbras pueden ser un proceso continuo o una secuencia planeada de colados finitos. En estructuras mayores, las cimbras deslizantes verticales y horizontales, deberán ser diseñadas por ingenieros especializados y competentes.

5.1.8.- CIMBRAS PERMANENTES.

Las cimbras permanentes, como su nombre lo indica, son cimbras que se dejan en su lugar y que pueden o no ser parte integral de la estructura. Por sus características físicas estas cimbras pueden ser rígidas (como en el caso de cubiertas de metal, concreto prefabricado, madera, plástico y diversos tipos de tableros

de conglomerado); o del tipo flexible (como papel corrugado reforzado repelente al agua, o alambre con respaldo de papel a prueba de agua).

Si en el contrato no se especifican cimbras permanentes:

- 1).- Deben utilizarse las especificaciones del fabricante.
- 2).- Deben seguirse las recomendaciones del fabricante respecto a:
 - 2.1).- Tamaño recomendable.
 - 2.2).- Claro que soportan.
 - 2.3).- Sujeciones que requieren.
 - 2.4).- Si deben ser a prueba de agua.
 - 2.5).- Si necesitan protección especial.
- 3).- Cumplir con los requerimientos mínimos señalados en el ACI-347.
- 4).- Minimizar las distorsiones o deformaciones de las cimbras o de los elementos de soporte por la presión de las cargas de construcción.

El ingeniero que permita o especifique el uso de cimbras rígidas permanentes debe considerar en sus análisis estructurales las cargas vivas y el peso muerto de la estructura, especialmente las cargas concentradas entre los elementos de soporte.

Cuando las cubiertas de metal pasan a ser parte integral de la estructura al usarse como cimbras permanentes, su tamaño, forma, calibre y propiedades deben señalarse en los DDD. Si el diseño lleva una continuidad estructural, el ingeniero debe especificar el número de soportes requeridos, sobre los cuales el material de cimbra debe ser continuo.

5.1.9.- CIMBRAS PARA CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO PRESFORZADO.

El concreto presforzado ofrece muchas ventajas, en relación con el concreto reforzado. La aplicación de una fuerza llamada preesfuerzo, puede efectuar un ahorro del 20% en el volumen de concreto requerido y del 80% en el acero de refuerzo. A pesar de que se requieren concretos de resistencias muy altas y aceros de mejor calidad, en condiciones favorables, la reducción del costo puede ser aproximadamente del 40 al 50%. En algunas estructuras se han registrado ahorros del 20%.

El preesfuerzo puede ser aplicado al concreto por dos métodos importantes conocidos como: pretensado y postensado.

1.- En el método de pretensado, el concreto se cuele alrededor de tendones, que se tensan entre dos muertos de anclaje; la fuerza del preesfuerzo es transmitida al concreto al liberar los tendones, una vez que el concreto ha adquirido la resistencia suficiente para asegurar una adecuada adherencia entre el tendón y el concreto, en forma continua y a lo largo de su longitud.

2.- El postensado implica la construcción de elementos de concreto que contienen determinada cantidad de acero de refuerzo, y la aplicación de una fuerza de preesfuerzo, por medio de tendones que pasan a través o alrededor del concreto, una vez que éste ha adquirido la resistencia suficiente. Las técnicas de postensado se

emplean con frecuencia en obra, para estructuras de grandes claros, como: puentes, tanques, contenedores y, desde luego, para estructuras especiales, como en el caso de plataformas marinas para pozos petroleros.

En los DDD debe señalarse:

- a).- Cualquier requerimiento especial referente a la construcción presforzada.
- b).- Proporcionar medios apropiados de carga o descimbrado antes de aplicar todo el preesfuerzo.
- c).- El tensado puede hacerse con o sin cimbras laterales.
- d).- Las cimbras de fondo y los puntales de soporte de la obra falsa deben permanecer en su lugar hasta que el elemento sea capaz de soportar su propio peso muerto y las cargas de construcción.
- e).- La secuencia de colocación del concreto para ciertas estructuras debe planearse de modo que el concreto no esté sujeto a tensiones causadas por la deflexión de la cimbra.
- f).- Por seguridad de los trabajadores y equipo contra posibles roturas de los cables debe disponerse de blindaje de protección en las camas de pretensado o en otros lugares de riesgo.

5.1.10.- CIMBRAS PARA LA CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO PREFABRICADO.

Normalmente, el concreto prefabricado puede adoptarse: cuando la geometría de un elemento característico es importante; cuando hay suficientes elementos de una misma dimensión que justifiquen el establecimiento de un patio de prefabricado en obra, o cuando por requisitos especiales, demanden subarrendamientos de unidades complicadas a contratistas especializados en concreto prefabricado. Por otro lado, gran parte de su producción en obra, se lleva a cabo con el propósito de simplificar el avance de las operaciones de colado, y depende en mucho el que estén indicadas las repeticiones en el contrato.

Los elementos que pueden ser prefabricados en obra, incluyen: pilas, trabes, columnas y elementos estructurales simples; secciones de muros de contención, antepechos, tableros transversales, entrepisos y elementos complementarios.

Con frecuencia se presentan situaciones, en que las técnicas experimentadas con el uso de prefabricados pueden reducir problemas a aquellos que están interesados en la construcción a base de concreto colado en obra, sobre todo cuando se detallan secciones difíciles, o cuando es necesario incorporar una gran cantidad de acero de refuerzo o, principalmente, cuando se requieren acabados especiales. Para superar estos problemas, se pueden colocar cimbras permanentes hechas en obra o secciones prefabricadas, sostenidas por algún tipo de apuntalamiento, o bien, atornilladas dentro de las adaptaciones de la cimbra para transferirla a su posición final.

Los apuntalamientos exteriores sólo deben usarse cuando haya metales expuestos o bolsas rellenas resultantes del uso de tirantes de metal que ofrecerían una apariencia no muy adecuada. A fin de asegurar la uniformidad de la apariencia de los elementos de concreto prefabricado, especialmente en las unidades adyacentes en donde las diferencias en las texturas y/o colores, son muy notorias, debe tenerse cuidado de que las superficies en contacto de las cimbras sean de calidad y textura uniforme.

Las tolerancias sugeridas para la construcción con concreto prefabricado se enlistan en el ACI-117.

El uso más común de la utilización de concreto prefabricado como cimbra,, ha sido en losas elevadas actuando conjuntamente con el concreto de la capa superior. La adherencia de la cimbra de concreto a la estructura de concreto puede lograrse mediante:

- a).- Tratamientos especiales como ranurado o rugosidad de la cimbra que está en contacto con la estructura de concreto.
- b).- Uso de elementos de anclaje que se extiendan a lo largo de la interfase entre el panel de cimbra y el concreto estructural.
- c).- Una combinación de los métodos a) y b).
- d).- Los ganchos de izaje en una cimbra deben de diseñarse a fin de que también sirvan como anclajes o conectores.

5.1.11.- CIMBRAS PARA CONCRETO COLOCADO BAJO EL AGUA.

Existen dos aproximaciones básicas respecto al problema de colocar concreto bajo el agua. El concreto puede mezclarse de la manera tradicional y colocarse por medio de métodos especiales, o puede usarse el método de agregados precolocados.

En la primera forma, la colocación puede realizarse por medio de bombas, pozos bajo el agua o por el método Tremie. El sistema Tremie consta de una tubería de acero suspendida verticalmente en el agua y un canalón unido en su extremo superior por encima de la superficie del agua. El extremo inferior de la tubería llega hasta el fondo del área donde se va a poner el concreto. Esta tubería se carga con concreto desde de la superficie y se mantiene lleno, el fondo debe mantenerse sumergido en el concreto fresco.

En el segundo método, las cimbras se llenan con agregados gruesos que luego se inyectan con lechada de modo que se llenen los huecos alrededor del agregado. La lechada se introduce hasta el fondo y el agua se desplaza hacia arriba conforme crece la lechada.

Las cimbras para trabajo bajo el agua deben construirse en la superficie en unidades de gran tamaño, mientras sea posible, debido a que su colocación final y relleno, cuando se hace bajo el agua, resulta muy costosos y lento. Por esta razón, los cimientos deben ser de forma simple, y las cimbras deben estar libres de refuerzos complejos y detalles de conexión. Deben evitarse, tanto como sea posible, los acoplamientos y sujetadores que pudieran interferir con la colocación del concreto.

Las cimbras deben encajar perfectamente con los materiales adyacentes y/o con la construcción a fin de evitar las pérdidas de mortero ante las presiones desarrolladas. Si hay alguna pequeña cantidad de fluido que salga de la cimbra, deben corregirse los pequeños hoyitos que tuviera a fin de evitar los escurrimientos del concreto fresco.

Cuando se intenta que el concreto sobrefluya de la cimbra y se coloque con inclinación, es esencial que la cimbra se instale con la inclinación adecuada y que el concreto que sobrefluya no interfiera con el método propuesto o con los elementos de descimbrado.

Las cimbras deben estar bien detalladas y estos detalles deben seguirse escrupulosamente de modo que los distintos medios empleados para remover la cimbra sean visibles y pueda planearse el trabajo antes de descender al agua.

Las cimbras multiusos pueden tener artefactos especiales a fin de posicionarlas encima del agua y elementos de descimbrado especiales como gatos hidráulicos que permitan la separación de la cimbra desde la superficie.

CAPITULO 6

CONSTRUCCIÓN

CAPITULO 6

CONSTRUCCION

Una gran parte del éxito del cimbrado depende de qué tan bien construidas estén las cimbras. En gran parte, la duración y el número de usos de una cimbra o de un molde lo determinan la calidad de las juntas, las abrazaderas y los materiales mismos de la cimbra. La fabricación de una unidad o de un panel de cimbra debe ser compatible con la calidad del acabado de la superficie del concreto y con la cantidad de usos requerida. Es conveniente establecer ciertas normas de fabricación y construcción y emplearlas hasta el vencimiento del contrato. Estas normas dependen de la mano de obra y del equipo disponibles, así como de las normas referentes al concreto, a la precisión y al acabado.

Tradicionalmente las cimbras de madera se han fabricado fijándolas con clavos, y las formas y configuraciones necesarias se han obtenido usando herramientas sencillas, tales como serrucho y, en algunos casos, el hacha.

Cada día es mayor la adopción de tipos de construcción sofisticados debido al incremento del uso de herramientas manuales eléctricas y de sierras de banco y de banda. Este equipo, junto con las secciones maquinadas y molduradas, asegura la fabricación de cimbras de estándar muy alto.

Los principios de construcción se desenvuelven alrededor de los siguientes requerimientos básicos:

- a).- Contención.
- b).- Resistencia a la filtración de la lechada.
- c).- Precisión compatible con las especificaciones.
- d).- Superficies capaces de proporcionar el acabado requerido al elemento de concreto.
- e).- Construcción compatible con la cantidad de usos requerida.
- f).- Facilidad para remover la cimbra del concreto recién colado, sin que éste y aquélla se dañen.

El verdadero proceso de construcción empieza durante las primeras etapas del diseño, cuando se toman las decisiones relacionadas con la selección de materiales. Obviamente los materiales seleccionados afectan la disposición y dirección de los miembros del armazón de la cimbra, los claros del forro, el

tratamiento de las aristas y la manera en que se deben moldear los relieves. Se deben analizar cuidadosamente dichas etapas e incorporarlas dentro de los detalles constructivos del diseñador, el cual debe decidir, mediante cálculo o por medios empíricos, los claros apropiados exigidos por las especificaciones; luego debe dibujar bosquejos y planos a partir de los cuales los contratistas puedan fabricar y construir las cimbras.

Idóneamente, en el sitio de la obra debe haber un cierto espacio destinado a instalar un taller de fabricación de paneles de cimbra. El área debe contar con un piso adecuado, de manera que proporcione condiciones razonables; las normas internas concernientes a condiciones de trabajo, ventilación, iluminación y calefacción, deben estar de acuerdo con los reglamentos en vigor. Para sacar el mayor provecho posible del panel, éste debe ser construido de tal manera que el armazón básico de la cimbra se pueda volver a usar en otras obras. También debe estar construido en tal forma que el forro, y en particular cualquier detalle especial, se pueda quitar y que sea posible volver a forrar todo el panel para usarlo de nuevo.

6.1.- PRECAUCIONES DE SEGURIDAD.

Los constructores deben apegarse a todos los códigos, regulaciones y reglamentos, estatales, locales y federales respecto cimbra y apuntalamientos.

Además de las responsabilidades legales y morales respecto a mantener condiciones de trabajo seguras para los trabajadores y el público, la construcción segura es, finalmente, más económica que cualquier ahorro a corto plazo que pudiera hacerse escatimando en este aspecto. La atención en cuanto a la seguridad es especialmente importante en la construcción de la cimbra ya que estas estructuras soportan el concreto en su estado plástico hasta que se hace lo suficientemente resistente, y puede sostenerse a sí mismo. Las fallas en la cimbra pueden atribuirse a errores humanos, materiales y/o equipos de mala calidad, omisiones o diseños inadecuados. La supervisión estrecha y una inspección continua del trabajo de cimbra pueden evitar muchos accidentes.

Los procedimientos de construcción deben de planearse por adelantado, a fin de garantizar la seguridad del personal y la integridad de la estructura terminada. Algunas de las previsiones de seguridad que deben tenerse en cuenta son:

- a).- Instalación de señales de seguridad y barricadas para mantener fuera de la zona de colado al personal no autorizado.
- b).- Llevar a cabo la instalación de la cimbra con personal experimentado, que pueda detectar los posibles errores o fallas.
- c).- Contar con iluminación adecuada.
- d).- Incluir en el diseño puntos de agarre en cimbras que se manejen con grúa, especialmente en cimbras volantes o lanzadas; andamios, plataformas de trabajo, escaleras y barandales.
- e).- Un programa de supervisión de la seguridad de la cimbra.

Algunas deficiencias comunes en la construcción que puedan deberse a fallas en la cimbra son las siguientes:

- 1).- Fallas al inspeccionar la cimbra durante, antes y después de la colocación del concreto.
- 2).- Espaciamiento excesivo debido a insuficiencia de clavos, tornillos o sujetadores, puntales, costillas o sargentos, etc.
- 3).- Refuerzos laterales inadecuados o insuficientes.
- 4).- Fallas en la construcción de la cimbra de acuerdo con los planos de construcción.
- 5).- Falta de inspecciones de campo llevadas a cabo por personal calificado, a fin de asegurarse que el diseño de la cimbra fue adecuadamente interpretado por el constructor.
- 6).- Utilización de materiales de mala calidad.
- 7).- Unión inadecuada de los componentes estructurales.
- 8).- Conexión de los puntales a vigas, largueros o travesaños, inadecuados para resistir la subpresión o las torsiones en las juntas (ver figura 6.1).

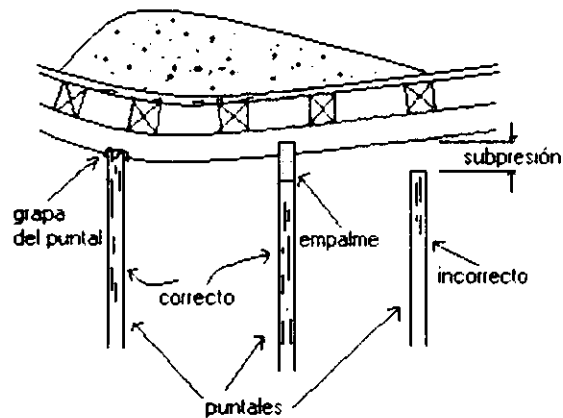


Figura 6.1. Subpresión en la cimbra. La conexión de los puntales a los largueros y travesaños deben mantener los puntales en su lugar cuando ocurra la torsión o la subpresión, para reducir la relación de esbeltez pueden ser necesarios en ambas direcciones los apuntalamientos y refuerzos.

- 9).- Inadecuada capacidad de carga o terrenos inadecuados bajo maestras o arrastres de cimentación (ver figura 6.2).

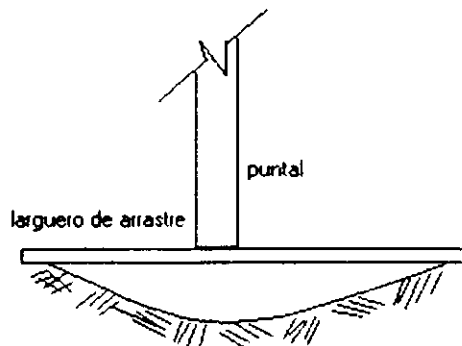


figura 6.2.

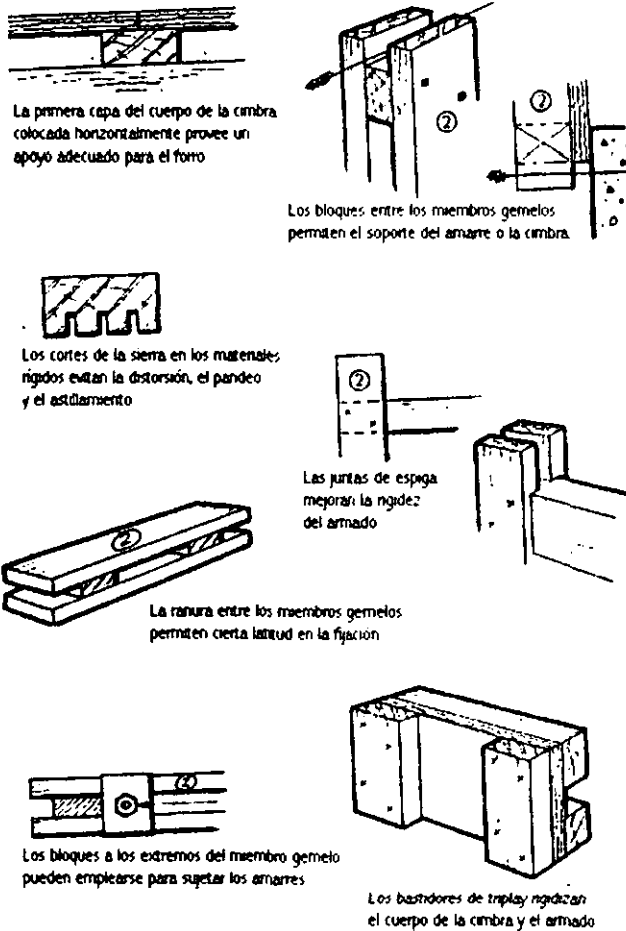


Figura 6.3. Detalles generales.

6.2.- NORMAS DE CONSTRUCCIÓN Y MANO DE OBRA.

6.2.1.- DETALLES DURANTE LA OPERACIÓN DEL CIMBRADO.

- 1).- Los puntales, barrotos y postes deben separarse adecuadamente.
- 2).- Las juntas o separaciones de los forros, paneles de triplay y travesaños deben estar bien fijados.
- 3).- Los puntales deben instalarse verticalmente y con tornillos adecuados.
- 4).- Deben utilizarse separadores y tirantes o grapas para cimbra de tamaño adecuado e instalarse como se especifica. Todas las cuerdas o roscas deben encajar con su contraparte.
- 5).- Las uniones en tarimas y forros deben apretarse lo suficiente a fin de evitar fugas de lechada.

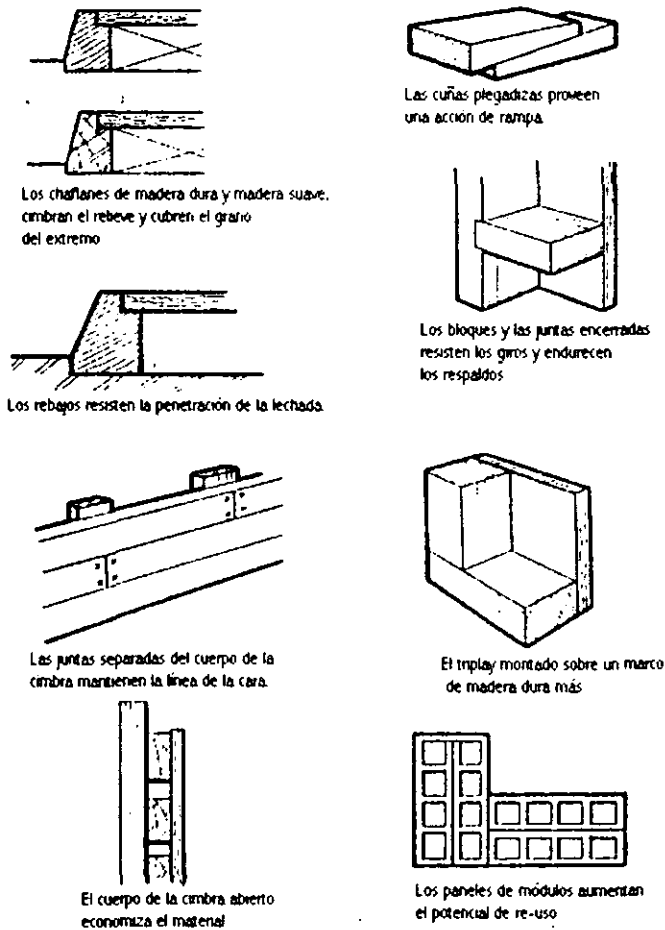
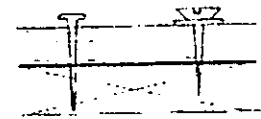
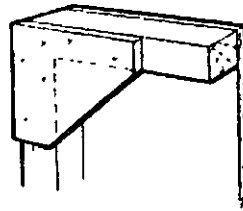


Figura 6.4. Detalles generales.

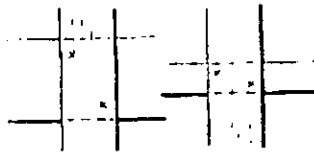
- 6).- En cimbras profundas y/o estrechas deben instalarse ventanas para así facilitar la limpieza y la colocación del concreto.
- 7).- Las cimbras deben inspeccionarse y revisarse antes de colocar el acero de refuerzo a fin de asegurarse que las dimensiones y colocaciones de los elementos de concreto se apegan a lo señalado en los planos.
- 8).- El pandeo de las cimbras debe revisarse conforme se especifique.
- 9).- Las cimbras deben limpiarse perfectamente de toda basura, mortero, materiales extraños o revestimientos con un agente limpiador antes de cada vez que se utilicen. Si la apariencia de la superficie es importante, las cimbras no deben rehusarse después de que han sufrido daño ya que podrían proporcionar una superficie irregular.
- 10).- Los revestimientos o desmoldantes de las cimbras deben aplicarse antes de colocar el acero de refuerzo y no deben usarse en cantidades que lleguen a las varillas de las juntas de construcción.
- 11).- Los materiales de construcción, incluyendo el concreto, no deben dejarse caer sobre la cimbra de modo que la dañen o la sobrecarguen.



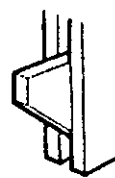
Las cabezas de los clavos que quedan salidas y los tornillos con arandelas facilitan el desmoldado



Los esqueros de triplay hechos del desperdicio de maderas mejoran las juntas sencillas



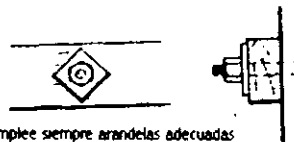
Las fijaciones separadas mejoran las juntas. Permita 3 mm a cada una para el apoyo



Los bloques entre los miembros gemelos apoyan a la madrina.



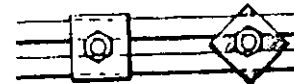
Los clavos lanceros mejoran la resistencia a la tensión de la pieza.



Emplee siempre arandelas adecuadas



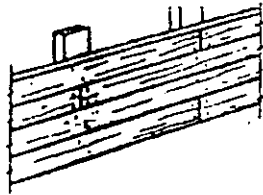
Siempre saque los clavos a la hora del desmoldado



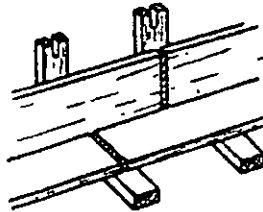
Esté seguro de que las arandelas tienen el área suficiente y que están colocadas de tal manera que mantengan el área de apoyo

Figura 6.5. Detalles generales.

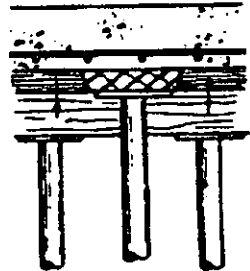
- 12).- Debe de haber un camino para trasladar el equipo que tenga patas y deba apoyarse directamente en la cimbra o elementos estructurales. Por ningún motivo debe apoyarse en el acero de refuerzo.
- 13).- Hay que tener cuidado de no sobrecargar las losas nuevas. Las cargas tales como agregados, madera de construcción, tableros, acero de refuerzo o elementos de soporte no deben colocarse sobre la construcción nueva de modo que la dañen o la sobrecarguen.
- 14).- Los chaflanes deben colocarse en las esquinas de las cimbras para producir extremos biselados en las superficies que estén expuestas permanentemente.
- 15).- Para tener las tolerancias especificadas, la cimbra debe contraflecharse a fin de compensar de antemano las deflexiones de la misma antes de que endurezca el concreto.
- 16).- Debe contarse con medios de ajuste positivo (cuñas o gatos) para los puntales y maderas y todos los asentamientos deben corregirse durante las operaciones de colocación del concreto. Las cimbras deben contraerse firmemente para evitar la deflexión lateral.



Cuando se hagan tableros, se obtendrá una mayor rigidez y una mejor apariencia en el acabado final si se colocan las juntas alternadas



Las juntas de los tableros laterales o inferiores deberán quedar alternadas entre sí, para mantener la alineación de la cimbra.



En la construcción de losas y trabes, el empleo de una pieza achañada permite colocar puntales que soporten al concreto mientras se remueve el resto de la cimbra.

La pieza achañada permanece en su sitio cuando se retira el resto de la cimbra.

Figura 6.6. Detalles generales.

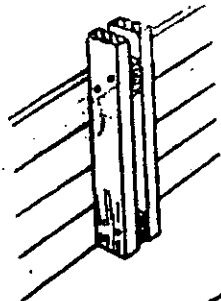
17).- Los accesorios de las cimbras que vayan estar parcial o totalmente ahogados en el concreto, como es el caso de separadores y colgadores, deben ser de fabricación comercial. No deben utilizarse alambres no fabricados para este fin.

18).- Los separadores de las cimbras deben construirse para que los extremos o las grapas de los extremos puedan quitarse sin causar daños apreciables en la superficie del concreto.

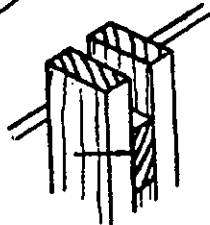
19).- En las juntas de construcción, la superficie de contacto del revestimiento de la cimbra en el caso de superficies a la vista deben de traslaparse con el concreto endurecido una distancia menor o igual 2.50 cm. Las cimbras deben sostenerse contra el concreto endurecido para prevenir desajustes o pérdidas de mortero en la junta de construcción y mantener una superficie uniforme.

20).- Las cimbras de madera para huecos o pasos en muros deben construirse de modo tal que facilite el aflojamiento, si es necesario, para que se contraonga la hinchazón de las cimbras.

21).- Las cuñas que usen para los ajustes finales de la cimbra antes de la colocación del concreto deben fijarse firmemente en su lugar después de la revisión final.



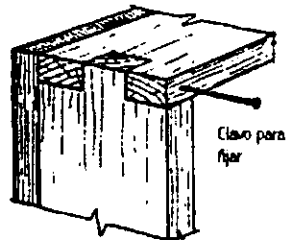
Con elementos paralelos se obtiene una mayor libertad para la colocación de tensores y pernos. Esta disposición permite un mejor aprovechamiento de las propiedades mecánicas de dichos elementos.



Se pueden utilizar bloques de madera para colocar los pernos y tensores. En la ilustración, los elementos paralelos se encuentran espaciados por recortes de madera y los pernos superiores están colocados separados de la parte superior de la cimbra, facilitando los trabajos de colocación y acabado del concreto.



Los ensambles dentados proporcionan una adecuada resistencia a la mayoría de los bestidores, de hecho, forman un elemento rígido.



Los elementos transversales se arman en la posición correcta con ensambles ranurados para evitar que se tuerzan o pandeen.

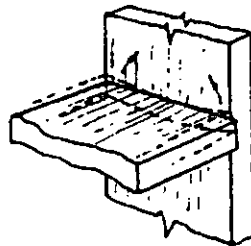


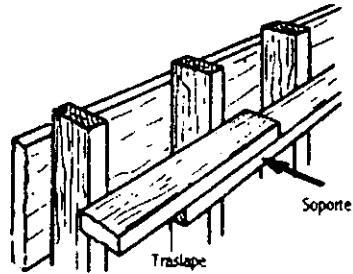
Figura 6.7. Detalles generales.



Más fácil de extraer

Con rondanas colocadas entre las cabezas de los tornillos y la madera, se facilita la extracción de los tornillos cuando se hacen ajustes en el tablero.

Se deben traslapar los miembros que resulten demasiados largos para una operación determinada conservándose así el largo extra para uso posterior, además, esta operación sirve de ayuda para mantener la alineación de la cimbra.



Para evitar que los puntales o pies derechos se muevan, deberán apoyarse contra maderas o rastras, con el fin de distribuir la carga en el terreno o en la superficie resistente.

Los puntales que se colocan inclinados se pueden vencer y ocasionar inexactitud por flexión de la placa base.

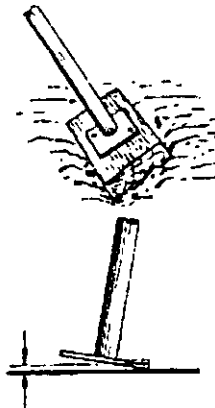


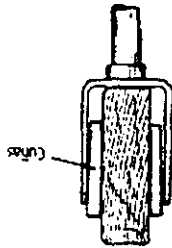
Figura 6.8. Detalles generales.

Figura 6.9. Detalles generales.

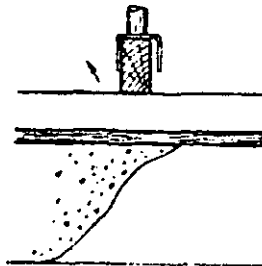
Si no se centra bien, la carga puede resultar excéntrica, causando deformación, en particular cuando se usan accesorios moldeados. La cantidad de rosca que queda espuesta puede resultar crítica.



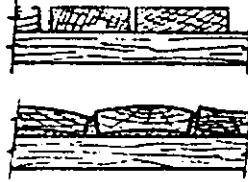
Los elementos de la cimbra deben centrarse dentro de los apoyos en forma de horquilla.



Al vaciar el concreto parcialmente en una trabe de gran peralte, pueden producirse cargas excéntricas sobre los soportes inferiores. Para evitar lo anterior y conseguir una compactación adecuada, se debe colocar el concreto por capas. Este procedimiento es el indicado especialmente cuando se cuetean losas de entreso con mucho peralte y en los voladizos.



Debe evitarse el resacamiento de los tableros de duela, ya que la contracción permite la infiltración de la lechada, lo cual posteriormente impide el movimiento de las duelas.



Las inserciones de esponja de hule o neopreno entre las duelas forman un sello para la lechada y, al mismo tiempo, permiten pequeños movimientos.



Los chañanes embutidos evitan los cantos mal asentados y la infiltración posterior de la lechada. También ayudan a conservar la exactitud.



Las cuñas de ajuste deberán tener los cantos cuadrados y clavarse en todos los casos para que, de esta manera, se evite cualquier desplazamiento durante el vibrado. Las cabezas de los clavos deberán sobresalir para poder sacarlos fácilmente más tarde con la uña de la barreta.

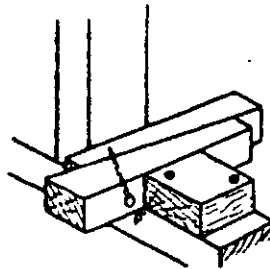


Figura 6.10. Detalles generales.

6.3.- TOLERANCIAS.

La tolerancia es una variación permisible a partir de los lineamientos, pendientes o dimensiones señaladas en los planos del contrato. Las tolerancias sugeridas para las estructuras de concreto se enlistan en la tabla 6.1.

- a).- A menos que el ingeniero/arquitecto especifique otra cosa, la cimbra debe construirse de modo que las superficies de concreto se adapten a los límites de tolerancia enlistados en la tabla 6.1.
- b).- El contratista debe de establecer y mantener sin cambios hasta la terminación del trabajo y la aceptación del mismo, un número suficiente de puntos de control y marcas que usarán para propósitos de referencia a fin de revisar las tolerancias.
- c).- Independientemente de las tolerancias señaladas en la tabla 6.1., ninguna parte de la construcción debe exceder los límites legales del proyecto.
- d).- Las variaciones permisibles para fines de desplome y las líneas de construcción para partes de edificaciones por encima de 30.50 m de altura deben ser las que se especifican en los documentos del contrato.

6.4.- IRREGULARIDADES EN LAS SUPERFICIES.

A continuación se proporciona un método para evaluar las variaciones de las superficies debidas a la calidad de la cimbra. Las irregularidades permisibles se designan como abruptas o graduales. Las primeras son las salidas o picos resultantes de cimbras desplazadas o asimétricas, daños en el revestimiento, o defectos en los materiales de la cimbra. Las segundas son las irregularidades resultantes de desviaciones o variaciones uniformes similares dependiendo de lo plano o de lo curvo.

Las irregularidades graduales deben revisarse con una plantilla de 1.50 m consistente en una regla de borde recto para el caso de superficies planas o una plantilla de la forma adecuada para superficies curvas. Para medir las irregularidades, la regla de borde recto o la plantilla pueden colocarse en cualquier parte y en cualquier dirección de la superficie.

1.- Variaciones del plomo.	
A. En las líneas y superficies de columnas, pilastres, muros y aristas:	
En 3 m. de longitud -----	6 mm
Máximo en toda la longitud-----	25 mm
B. Para esquinas de columnas expuestas, ranuras de control de vigas, y otras líneas conspicuas:	
En 6 m. de longitud-----	6 mm
Máximo toda la longitud-----	13 mm
2.- Variaciones de nivel o cotas especificadas en los documentos del contrato.	
A. En el lecho bajo de losas, techos, lecho bajo de trabes, y en aristas medidos antes de quitar los puntales de soporte	
En 3 m. de longitud -----	6 mm
En cualquier claro o una longitud de cm-----	10 mm
máximo toda la longitud-----	19 mm
B. En trabe superior de ventanas que estén expuestos, travesaños, parapetos, vigas horizontales y otras líneas conspicuas.	
En cualquier claro o en una longitud de 6 m.-----	6 mm
Máximo toda la longitud-----	13 mm
3.- Variaciones en los ejes construcción a partir de una posición establecida en planta y la posición relativa de columnas, muros y muros divisorios.	
En cualquier claro-----	13 mm
En 6 m de longitud-----	13 mm
Máximo en toda la longitud-----	25 mm
4.- Variación en los tamaños y posición de la manguetería, aberturas del piso, y aberturas de los muros.-----	
	± 6 mm
5.- Variación en las dimensiones transversales de las columnas y vigas, y en el espesor de las losas y muros.	
Menos-----	6 mm
Más-----	13 mm
6.- Zapatas*	
A Variaciones en las dimensiones en planta	
Menos-----	13 mm
Más-----	51 mm
B Mala colocación o exconstruidades	
2% del ancho de zapata en la dirección de la mala colocación pero no más de -----	51 mm
C Espesor	
Disminución del espesor señalado-----	5%
Aumento del espesor señalado-----	sin límite
7.- Variaciones en los escalones	
A En un tramo de escalera	
Peralte -----	± 3 mm
Huella -----	± 6 mm
E En escalones consecutivos	
Peralte -----	± 2 mm
Huella -----	± 3 mm
*Las tolerancias se aplican a las dimensiones del concreto solamente, no a las posiciones del acero de refuerzo vertical, bloques o elementos ahogados.	

Tabla 6.1. Tolerancias para superficies cimbradas.

El significado de las clases de superficie (tipos de acabado en el concreto) se proporcionaron en el capítulo 1 sección 1.1. (definiciones).

En la tabla 6.2. se definen cuatro tipos de superficies. El ingeniero debe indicar cuál tipo requiere para el trabajo que especifica.

Tabla 6.2. Irregularidades permitidas en las superficies trabajadas con cimbra, revisadas con una plantilla de 1.50 m

Tipo de irregularidad	Clase de superficie			
	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)
Gradual	0.30	0.60	1.30	2.50
Abrupta	0.30	0.60	0.60	2.50

6.5.- CONSIDERACIONES PARA LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN.

Generalmente el diseño estructural se basa en el comportamiento del concreto colado monolíticamente, pero en la práctica, el proyectista acepta que el proceso de colado se realice en una serie de capas o secciones. El objetivo que se busca en cualquier obra de concreto, es lograr que ésta sea resistente, y que donde sea necesario, existan juntas impermeables que vayan de acuerdo con el uso que se le dará a la estructura. Como ya se mencionó en el capítulo 1 (antecedentes), el diseñador de cimbras debe de analizar los requisitos de construcción de las juntas, y montar su cimbra, de tal manera que las juntas entre las capas de colado y las secciones satisfagan las especificaciones y los requisitos del constructor.

Solamente en casos especiales es necesario colar monolíticamente los elementos de una construcción, aunque para cimentaciones sólidas o determinadas formas de losas estructurales pesadas, se recomienda hacerlo en algunas secciones al mismo tiempo, especialmente en aquellas que sean las más grandes en la obra. Hace algunos años, era difícil conseguir concreto de buena calidad para llevar a cabo grandes colados durante largas horas de trabajo, pero en la actualidad, estos problemas se han superado con el uso del concreto premezclado y de equipo perfeccionado para el manejo del mismo.

Se han investigado y probado muchos métodos de construcción de juntas, y se ha establecido que, siempre que el concreto muestre una superficie semihumeda y limpia de agregados, podrá lograrse una junta satisfactoria mediante un vibrado efectivo en el colado directo del concreto de las capas o secciones sucesivas. Las juntas obtenidas de esta manera, son mejores que las juntas en donde las superficies se desbastan mecánicamente, o se tratan con una lechada o pasta de cemento, tal como se practicó durante muchos años.

Existen diferentes métodos que se emplean para obtener la superficie requerida en la junta, entre el concreto previamente colado y el próximo a colar. El más económico, con respecto al costo del equipo y mano de obra necesarios, consiste en lavar y cepillar la superficie que recibirá el nuevo colado. También se debe barrer la película de finos de la parte superior de la capa en la primera hora después del colado, usando un cepillo blando y mucho agua.

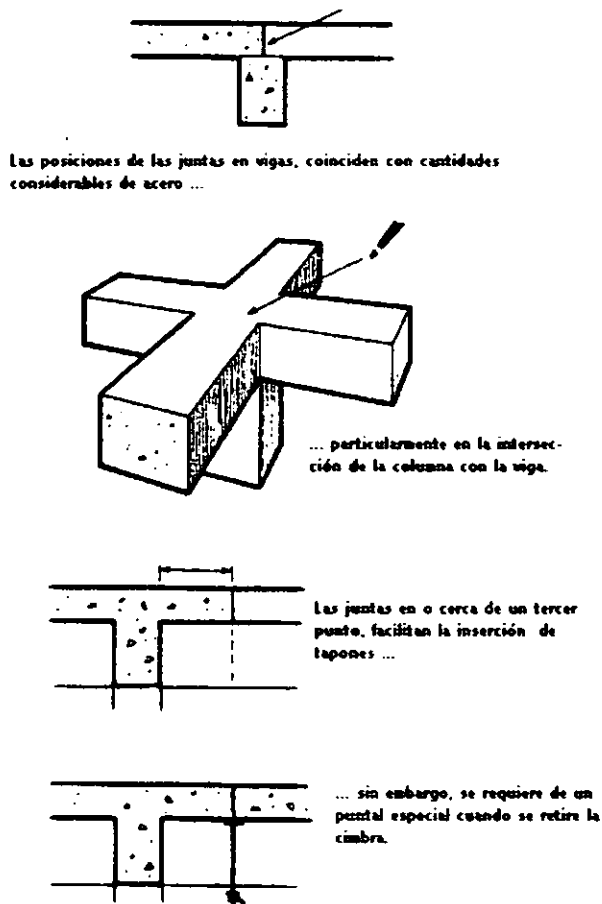
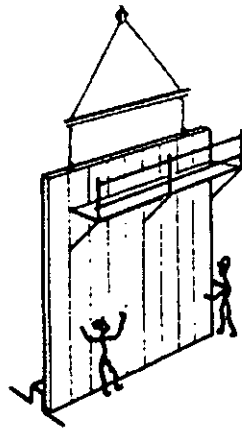


Figura 6.11. Implicaciones de las posiciones de las juntas.

Otro método para construir juntas, consiste en utilizar metal desplegado en los marcos de apoyo. El metal desplegado produce una superficie texturizada, que cuando se desprende de la superficie de la junta, ésta queda en excelentes condiciones para trabajos posteriores.

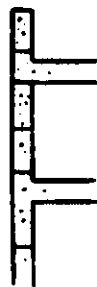
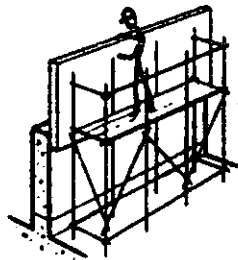
En las construcciones de concreto, las juntas más importantes son aquellas formadas entre el apoyo o dala de desplante y el elemento estructural, del cual forma parte. Frecuentemente, las dalas están mal construidas y, por lo general, no tienen suficiente espesor para permitir una compactación plena. A menudo, el concreto utilizado no cumple con las especificaciones necesarias para la estructura, la cual se llena de vacíos y puede tener filtraciones. Por otra parte, es común que se desatiendan las especificaciones para el tratamiento de superficies aparentes, el cual se realiza con objeto de lograr juntas sólidas.

En las razones que generalmente se exponen, se menciona que las anclas de acero de refuerzo obstaculizan el proceso. Se debe tener bastante cuidado al preparar las juntas en las dalas, ya que si son deficientes, puede ocurrir una catástrofe. Por otra parte, no es posible colocar una tira de madera o regla en construcciones de concreto aparente, porque existen problemas para asegurarse de que la dala esté nivelada.



Cuando las cimbras se manejan por medio de una grúa, las capas de colado profundas, evitan el número excesivo de juntas de construcción

Las capas de colados poco profundas provocan un trabajo repetitivo y permiten que el manejo de la cimbra se manual



Las capas de colado poco profundas simplifican el proceso de compactación y facilitan la construcción de losas adyacentes u otros elementos estructurales



Figura 6.12. Profundidad de las capas de colado.

El refuerzo de las juntas debe moldearse con objeto de proporcionar precisión y continuidad de la línea. Se pueden presentar daños considerables en el concreto si no se enderezan las varillas que están mal colocadas. Una junta tiene también un efecto secundario, ya que permite verificar la colocación exacta del acero de refuerzo, lo cual es de vital importancia para la protección y durabilidad de la estructura. Finalmente, para el concreto aparente, y en donde las salientes del armado queden expuestas durante algún tiempo antes de que se cuele la capa o sección siguiente, se recomienda que, con autorización del ingeniero residente, se cubra el acero con una lechada de cemento. Esto evita que el acero se oxide o que escurra agua oxidada sobre la superficie del concreto, causando así defectos en el acabado. Se ha comprobado que una fina capa de pasta no disminuye la adherencia entre el acero y el concreto durante la siguiente operación de colado.

La característica esencial de cualquier junta en las cimbras, es la de mantener la uniformidad en el contorno y en su apariencia. Es posible mantener el contorno proporcionando un empalme adecuado de las cimbras de contacto, y sujetando firmemente la orilla de ésta contra el concreto previamente colado, con cables o con elementos verticales en la superficie de la primera capa del cuerpo de la cimbra.

6.5.1.- FACTORES QUE RIGEN LA UBICACIÓN DE LA JUNTAS.

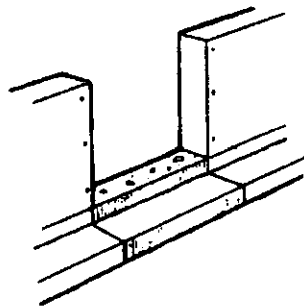
Como en todos los aspectos del concreto aparente, el diseñador de la cimbra deberá consultar con el ingeniero / arquitecto, a fin de asegurarse de que los detalles finales del perfilado del concreto proporcionen la mejor forma de aplicar a la cimbra un tratamiento práctico y económico. En todas las decisiones relacionadas con la posición propuesta de las juntas de colado, el diseñador de la cimbra debe tener en cuenta lo siguiente:

- a).- Los requisitos del diseñador de la estructura.
 - a.1).- Las juntas de construcción deben hacerse y ubicarse de manera que no perjudiquen la resistencia de la estructura. Deberán tomarse medidas para la transferencia de cortante y de otras fuerzas, a través de las juntas de construcción.
 - a.2).- Las juntas de construcción en pisos deben estar localizadas dentro del tercio medio del claro de losas, vigas y trabes. Las juntas en las trabes deben desplazarse una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas que intersectan.
 - a.3).- Las vigas, trabes o losas que se apoyen en columnas y muros no se deben colar o montar, sino hasta que el concreto de los elementos verticales de apoyo adquieran la resistencia óptima.
 - a.4).- Las vigas, trabes, cartelas, ábacos y capiteles deberán colarse monolíticamente como parte del sistema de losas, a no ser que se indique lo contrario en los DDD.
- 2).- Las exigencias del arquitecto referentes a la estética.
- 3).- Las especificaciones que rigen la ejecución del contrato.

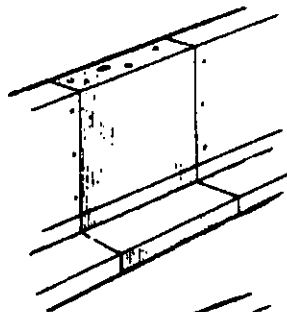
Al diseñador de la cimbra le interesará:

- 1.- Lograr un máximo de usos de la cimbra.
- 2.- Determinar la ubicación de las juntas, de tal manera que satisfagan la capacidad del colado en obra, y asegurarse de que hay acceso adecuado para su colado y compactación.
- 3.- Diseñar un tipo de cimbra que sea fácil de fabricar.
- 4.- Incorporar ménsulas o salientes con elementos de fijación que simplifiquen las operaciones subsiguientes de cimbrado.
- 5.- Lograr consistencia en la apariencia y mantener la continuidad del concreto.
- 6.- Evitar que el molde quede atrapado o que haya dificultad para descimbrar.
- 7.- Hacer arreglos para la secuencia de actividades complementarias; por ejemplo, fijar tanto el acero como los acabados, lo cual da como resultado un trabajo útil para los contratistas interesados en ello.
- 8.- Juntas de contracción, las juntas de construcción y las juntas de aislamiento deben instalarse conforme se especifica (véase figura 6.18).

La construcción alterna permite que los movimientos por contracciones del lugar, se realicen antes de que los paneles alternos sean colados



Los casquillos colados en la primera etapa permiten que se pueda fijar la cimbra en forma segura, en el concreto colado anteriormente



La colocación adecuada de los pilares propicia una ubicación ideal para las juntas de construcción. El perfil de los mismos facilita tanto el colado como la compactación

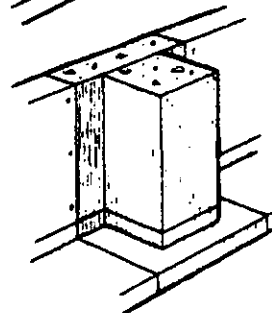
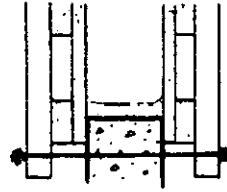


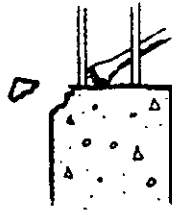
Figura 6.13. Construcción alterna.



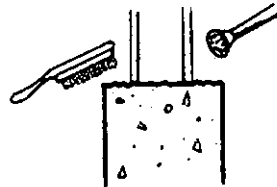
El desbastado daña los agregados y puede ocasionar fallas



La lechada o pasta de cemento vertida en las grietas de la cimbra, produce capas de concreto de mala calidad



Es difícil desbastar el concreto que se encuentra entre el acero de refuerzo y los bordes adyacentes

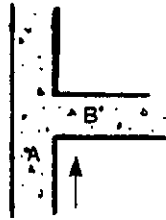


La preparación más sencilla y adecuada para las juntas, es un lavado y cepillado, o un tratamiento con chorro de agua a presión

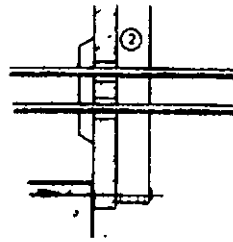
Cuando sea posible, el sopleteado con chorro de arena permite que sea excelente la preparación de una junta.



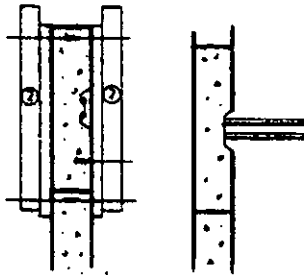
Figura 6.14. Técnicas empleadas para las juntas.



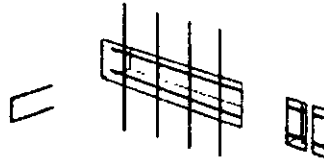
La construcción de los muros principales deberá ser continua, mientras que las losas y los descansos de escaleras deberán ser secundarios



Donde se deben proyectar interruptores o sahetes para varillas, la tapa y el apoyo deberán tener huecos con la sección adecuada.

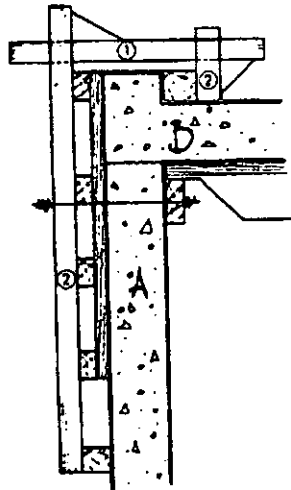


Las varillas colocadas en recesos después se enderezan. La ranura es para localizar las varillas y no por razones estructurales



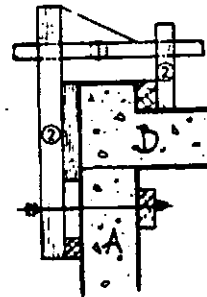
Para los descansos de las escaleras, se pueden colocar pasadores a través de los agujeros y huecos

Figura 6.15. Juntas en pisos y muros.



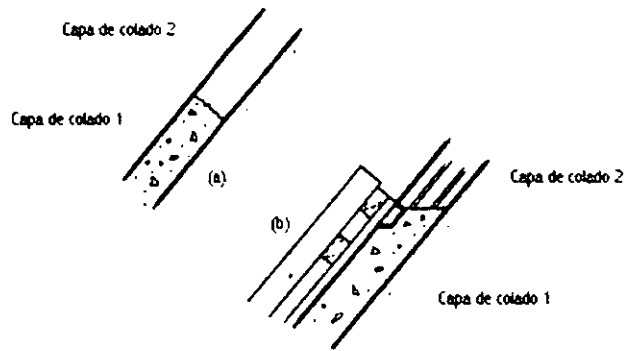
Los bloques de concreto pueden sostener los apoyos o dalias de desplante

Los apoyos pueden ser colados utilizando cimbras integrales, las cuales permanecen fijas durante los colados de las secciones A y B

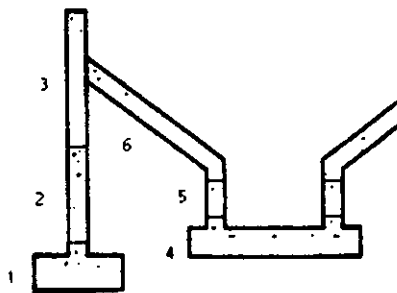


Por otra parte, la superficie exterior de una losa de piso puede formarse con una pequeña cimbra, utilizando dispositivos de fijación previamente colocados

Figura 6.16. Juntas en pisos y muros



Las juntas en muros inclinados estarán mejor formadas, como se indica en (a), que como se señala en (b), ya que el concreto adquiere mejor compactación en el primer caso



La ubicación de las juntas de construcción estará determinada por las especificaciones, el diseño estructural, la calidad del concreto y el acero de refuerzo, y las indicaciones del sistema de construcción

Figura 6.17. Juntas en pisos y en muros.

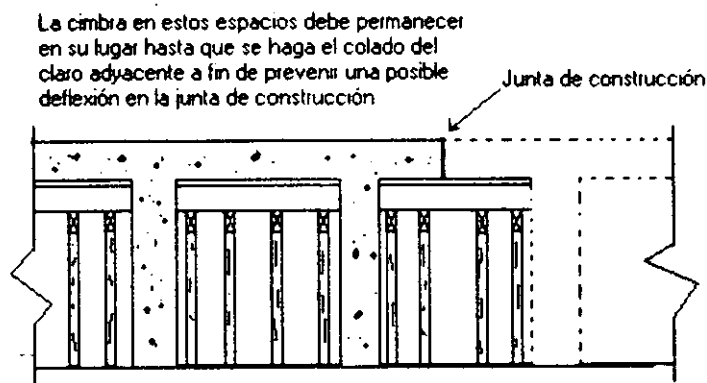


Figura 6.18. Cimbrado y apuntalamiento que soportan losas en las juntas de construcción.

6.6.- APUNTALAMIENTO Y NIVELACIÓN.

El apuntalamiento debe soportarse en cimientos satisfactorios tales como bases, arrastres o dados. Los puntales que descansen en losas intermedias u otra construcción ya instalada no necesitan colocarse directamente sobre los puntales inferiores a menos que el espesor de la losa y la ubicación del acero de refuerzo sean inadecuados para asimilar el cortante por punzonamiento. En los casos donde estas últimas condiciones sean dudosas, la posición de los puntales debe ser aprobada por el ingeniero (ver figura 6.19).

Todos los elementos deben estar rectos y firmes sin giros o doblados. Debe ponerse especial atención a las vigas y a la losa, o a las construcciones con vigas en una o dos direcciones a fin de prevenir una sobrecarga local cuando un puntal muy cargado descansa sobre una losa delgada. No se recomienda el apuntalamiento múltiple y se considera una práctica peligrosa. Cuando la carga de una losa se soporta en un sólo lado de la viga, la cimbra de la viga de ese borde debe planearse cuidadosamente a fin de prevenir el ladeo de la viga debido a una carga desigual.

Los puntales verticales deben erigirse de modo que no se inclinen, y deben unirse firmemente. Los puntales inclinados deben reforzarse a fin de evitar que se resbalen o se doblen. Los extremos de los puntales deben ser cuadrados. Las conexiones en las cabezas de los puntales a otros elementos deben ser las adecuadas a fin de evitar que los puntales caigan cuando la flexión inversa ocasione la deflexión hacia arriba de la cimbra (ver figura 6.20).

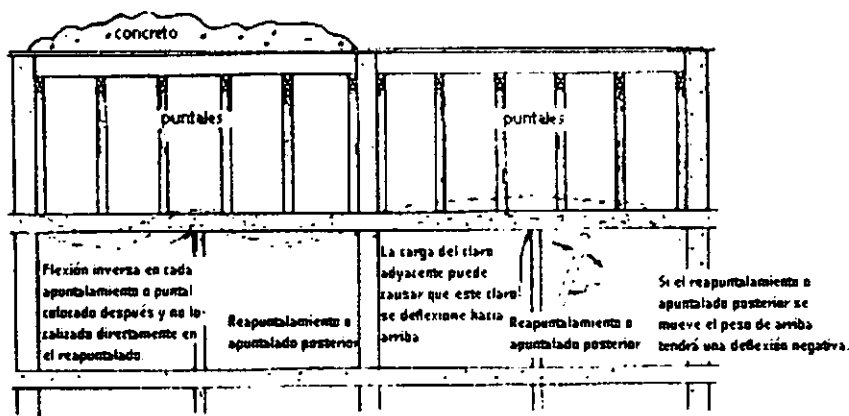


Figura 6.19. Ubicación del reapuntamiento. La posición inadecuada de los puntales de piso a piso pueden crear esfuerzos de flexión para los cuales la losa no está diseñada. Si los puntales o reapuntamiento no están en línea recta, entonces calcule el esfuerzo reversible. Generalmente, los esfuerzos debidos a la carga muerta son suficientes para compensar los esfuerzos reversibles causados por los puntales. Se debe prevenir la falla de los puntales o reapuntamiento.

Cuando se use la nivelación, el descenso se logra generalmente con el uso de cajas de arena, cuñas por debajo de los elementos de soporte, etc.

6.7.- DESCIMBRADO Y RETIRO DE PUNTALES.

Ninguna carga de construcción deberá apoyarse sobre ninguna parte de la estructura en construcción, ni se deberá retirar ningún puntal de dicha parte, excepto cuando la estructura junto con el sistema restante de cimbra y de puntales tenga suficiente resistencia como para soportar con seguridad su propio peso y las cargas colocadas sobre ella.

Debe demostrarse mediante análisis estructural la existencia de suficiente resistencia, considerando las cargas propuestas, la resistencia del sistema de cimbras y puntales, así como los datos de resistencia del concreto. Los datos de resistencia del concreto deben estar basados en pruebas de cilindros curados en el campo o, cuando lo apruebe el Director Responsable de Obra (D.R.O), en otros procedimientos para evaluar la resistencia del concreto. Los datos del análisis estructural y de las pruebas de resistencia del concreto deben proporcionarse al Director Responsable de Obra cuando así lo requiera.

Ninguna carga de construcción que exceda la combinación de la carga muerta impuesta más la carga viva especificada, deberá apoyarse en una zona de la estructura en construcción sin puntales, a menos que un análisis indique que existe la resistencia adecuada para soportar tales cargas adicionales.

Cuando se requieran reparar los defectos de la superficie, o algún tipo de acabado en una etapa temprana, la cimbra debe quitarse tan pronto como el concreto haya endurecido lo suficiente como para resistir el daño que se puede provocar debido a la operación de descimbrado.

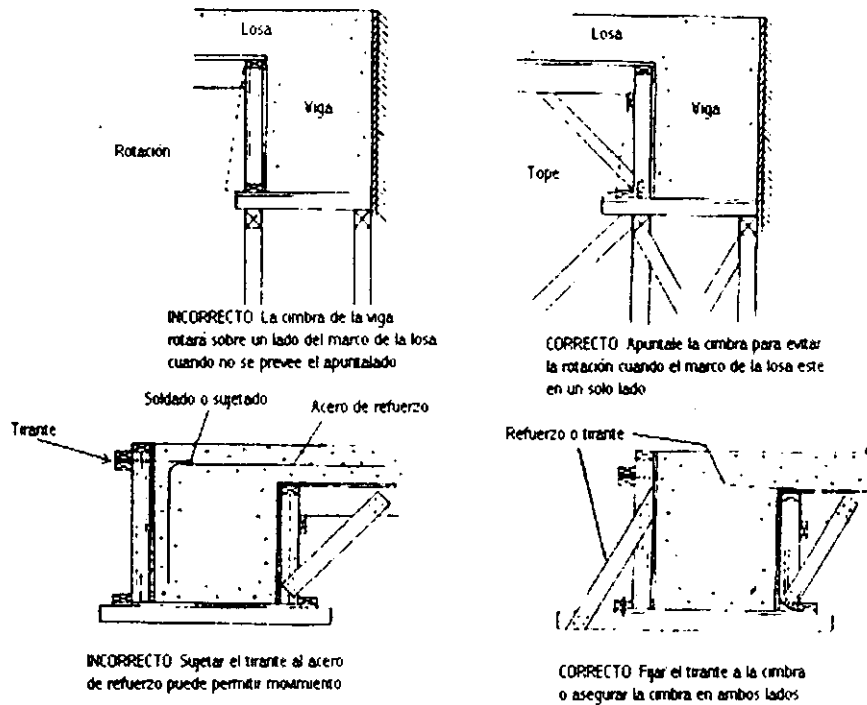


Figura 6.20. Es importante la prevención de la rotación de la cimbra en las esquinas de las losas y vigas cuando se forma el marco solamente en un lado.

Las cimbras superiores en superficies de concreto que estén en pendiente (inclinadas) deben quitarse tan pronto como el concreto haya obtenido la rigidez suficiente a fin de evitar el escurrimiento. Cualquier reparación o tratamiento que deba hacerse en esas superficies en pendiente se realizará de inmediato y posteriormente se curará de acuerdo a lo especificado.

Las cimbras de madera para aberturas de muros deben de aflojarse lo más pronto posible sin que se dañe el concreto. La cimbra para columnas, muros, laterales de vigas y cualquier otra parte que no soporte el peso del concreto pueden retirarse tan pronto como el concreto se haya endurecido lo suficiente como para resistir los daños que ocasionarían las operaciones de retiro de la cimbra.

Las cimbras y puntales usados para soportar el peso del concreto en vigas, losas y otros elementos estructurales deben permanecer en su lugar hasta que el concreto haya alcanzado la mínima resistencia especificada en los DDD para el retiro de las cimbras y puntales. Cuando los puntales y otros soportes se ordenan de modo que el material que no soporta cargas pueda quitarse sin aflojar a los puntales o soportes, el material de las caras laterales puede quitarse en un tiempo menor, si se especifica o permite así.

El descimbrado deberá hacerse de tal forma que no perjudique la completa seguridad y la condición de servicio de la estructura. El concreto que se descimbre debe ser suficientemente resistente para no sufrir daños posteriores.

Los apoyos de la cimbra para elementos presfuerzo de concreto se pueden retirar sólo cuando se haya aplicado suficiente preesfuerzo, para que dichos elementos sean capaces de resistir su propio peso y las cargas de construcción previstas.

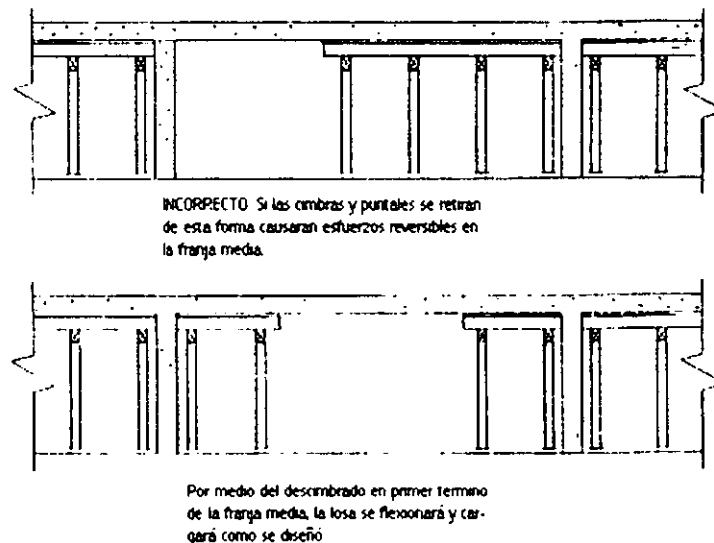


Figura 6.21. Secuencia del descimbrado para losas en dos sentidos.

6.8.- REAPUNTALAMIENTO.

Cuando se permita o requiera el reapuntalamiento, las operaciones deben planearse por adelantado y deben someterse a aprobación. Mientras se está llevando a cabo el reapuntalamiento, no debe haber carga viva en la nueva construcción. En ningún caso durante el reapuntalamiento, el concreto de las vigas, losas, columnas o cualquier otro elemento estructural debe estar sujeto a la combinación de peso muerto y cargas de construcción por encima de las cargas que sean permitidas por el ingeniero de acuerdo con la resistencia desarrollada por el concreto en el momento del reapuntalamiento. Los puntales deben colocarse lo más pronto posible después de las operaciones de desensamblado, pero, en ningún caso, deben colocarse después de la finalización del día de trabajo en que se lleve a cabo el desensamblado. Los puntales deben ajustarse para que soporten las cargas requeridas sin sobre esforzar la construcción. Los puntales deben permanecer en su lugar hasta que las pruebas hechas en el concreto demuestren que éste ha alcanzado su resistencia especificada f_c , o la resistencia especificada en los DDD que permita quitar los puntales.

Los puntales que soporten pisos por debajo de concreto recién colado deben permanecer con sus puntales originales, o deben reapuntalarse. El sistema de reapuntalado debe tener la capacidad suficiente a fin de resistir las cargas anticipadas y en todos los casos debe tener una capacidad al menos igual a una mitad de

la capacidad del sistema de apuntalamiento superior. Los puntales deben colocarse directamente bajo la posición del puntal de encima, a menos que sean aceptables otras posiciones.

En edificios de varios niveles, los puntales deben extenderse a un número suficiente de pisos para distribuir el peso del concreto recién colado, las cimbras y las cargas vivas durante la construcción de modo que no se exceda el diseño de la combinación de cargas consideradas de los pisos que soportan los puntales.

6.9. - ACABADOS APARENTES.

Las superficies expuestas o aparentes de una estructura de concreto, demuestran la experiencia de habilidades de aquellos que han participado en su construcción. Una cimbra bien diseñada y firmemente construida proporciona una base para lograr un acabado adecuado, aunque no necesariamente garantice un resultado óptimo. La persona encargada de supervisar el colado y la compactación del concreto es la que determina la apariencia estética resultante. Sin embargo, por lo general las técnicas empleadas no se apoyan en una instrucción o entrenamientos previos; por lo tanto, una cimbra bien construida, y en ocasiones costosa, se desperdicia porque no se obtiene un acabado favorable. No obstante, estos problemas se pueden solucionar estableciendo una interrelación y cooperación entre el diseñador de la cimbra y el personal que labora en la obra.

El diseñador de la cimbra es, probablemente, la persona mejor informada en lo referente a las especificaciones y debe asegurarse de incluir en sus detalles toda la información relevante del método establecido del colado, del equipo de compactación y otros aspectos, de tal manera que los que manejan la cimbra cuenten con una amplia información al respecto. Durante las visitas a la obra, particularmente aquellas que coincidan con trabajos especiales, o si se utiliza equipo nuevo, el diseñador deberá analizar el método para determinar si el criterio con el cual ha diseñado la cimbra es apropiado y, sobre todo, deberá verificar que los trabajos se desarrollen de acuerdo con las especificaciones.

El colado y la compactación del concreto establecen un desafío, no sólo para la capacidad de quienes desarrollan esta actividad, sino también para los fabricantes de la cimbra y de los que la montan. Con objeto de lograr acabados aparentes de concreto de excelente calidad y con una resistencia adecuada demanda el empleo de cimbras de buena calidad y que las juntas y los sellos, de los paneles de la cimbra y los que se encuentran entre las piezas laterales y la superficie de contacto de la cimbra, sean herméticos. Independientemente de los requisitos estructurales normales que se refieren a deflexiones, los paneles para producir acabados de alta calidad deberán ser lo suficientemente rígidos, a fin de evitar vibración diferencial o movimientos entre sí; además deberán estar perfectamente apoyados para soportar los esfuerzos de compactación que se aplican al concreto. El esfuerzo aplicado en la compactación de un concreto para lograr un acabado aparente es, por lo general, mayor que el empleado para la producción de elementos estructurales sin este tipo de acabado. Comúnmente, el supervisor presta mayor atención a la forma en que se van a utilizar los vibradores de inmersión o a la colocación de los vibradores externos. A veces, también se utilizan martillos mecánicos con la finalidad de provocar un esfuerzo vibratorio adicional, el cual, en ocasiones, provoca presiones excesivas, dando como resultado la deflexión y movimientos de la cimbra. Ahora bien,

para obtener un óptimo acabado aparente es conveniente considerar todos los aspectos del colado (continuidad en el colado, agregados de buena calidad, buen control en la dosificación y proporcionamiento de los materiales; compactación óptima del concreto), fundamentalmente aquellos involucrados en la construcción y técnicas del colado que presentan dificultades, las cuales deben solucionarse; por otro lado, la habilidad característica del carpintero, del supervisor de fábrica, del cabo de la cuadrilla de colado e incluso del peón que limpia y aceita las cimbras, puede tener gran influencia en los resultados finales.

Es imposible separar las diversas actividades que intervienen en este proceso o asignarles una prioridad particular, porque cada miembro del equipo de construcción desempeña una función definida en la obra. Debe hacerse una aproximación sistemática durante las etapas preliminares de la fabricación de la cimbra, después de las cuales es necesario planear y llevar a cabo cuidadosamente el proceso de colado.

Además de las actividades del diseñador de la cimbra, del supervisor del colado y del carpintero; posiblemente, el herrero sea la persona que tenga más influencia en los resultados obtenidos respecto a los acabados del concreto aparente. El maneja acero de refuerzo oxidado, colocándolo a lo largo de toda la cimbra y, a su vez, utiliza varillas, estribos y jaulas. Por tanto, no es difícil que las superficies de las cimbras y de los moldes presenten marcas indeseables de impactos o de polvo. Por otra parte, trabaja antes o después de que se efectúa el cimbrado, y deberá recibir instrucciones, particularmente donde el acabado sea importante, requiriéndose de un cuidado especial para preservar la superficie de contacto de la cimbra en condiciones óptimas.

A continuación se exponen las causas más comunes de los defectos en los acabados de concreto:

CONCRETO ESTRUCTURAL NORMAL	
PROBLEMA	CAUSA PROBABLE
Variación de color.	Inconsistencia en el mezclado y colado en los tiempos de curado y descimbrado. Variación en el esfuerzo de compactación, y en las diferentes condiciones de la superficie de contacto de la cimbra.
Superficies manchadas.	Tratamiento incorrecto de la superficie. Aplicación deficiente del aceite o aditivo desmoldante.
Superficies moteadas o parchadas.	Excesiva vibración local causada por la deflexión de los paneles o por una técnica de compactación inadecuada.
Dilatación de la superficie.	Cantidad excesiva de aditivo desmoldante.
Descascaramiento o desgarramiento de la superficie.	Cantidad insuficiente de aceite o aditivo desmoldante. Descimbrado temprano. Deficiencias en la adherencia de los finos durante las primeras etapas del colado.
Daño excesivo en las esquinas.	Descimbrado temprano. Compactación deficiente.
Escurrimientos.	Omisión de los sellos o juntas; traslape inadecuado con el nivel de colado anterior. Amarres de la cimbra mal colocados. Deflexiones secundarias en la cimbra; deflexión local en el apoyo. Falta de continuidad en la cimbra.
Grietas en las esquinas de las superficies aparentes.	Apoyos rígidos que limitan las contracciones del concreto. Utilización de una fuerza para descimbrar, mayor a la requerida.

CONCRETO ESTRUCTURAL NORMAL	
PROBLEMA	CAUSA PROBABLE
Burbujas de aire.	Proporcionamiento deficiente de la mezcla. Compactación inadecuada. Superficie impermeable de la cimbra. Colado incorrecto del concreto induciendo aire.
Sangrado.	Proporcionamiento deficiente de la mezcla. Cimbra de contacto delgada. Deflexión excesiva de la superficie.
Grietas en la superficie.	Pérdida del recubrimiento. Asentamiento después de la compactación. Incorrecta colocación del acero de refuerzo impidiendo la compactación.
Capas superfluas o secreciones.	Contacto insuficiente entre la cimbra y el concreto colado. Deflexiones secundarias de la cimbra de contacto.
Agujeros y huecos.	Acero de refuerzo obstruido. Cimbra acufada en la parte interior. Deficiencias en cuanto a su colocación. Revenimiento insuficiente del concreto.
Deflexión de la superficie.	Deflexiones locales debidas a los esfuerzos provocados por un colado excesivo. Falta de elementos sujetadores.
Cuartheaduras y polvoramiento.	Gran incidencia de finos en la superficie. Mezclas ricas. Cimbra de contacto suave e impermeable. Falta de curado.
Obscurecimiento de la superficie del concreto.	Descimbrado retardado. Movimientos de agua. Permeabilidad en la superficie de la cimbra. Inconsistencia del recubrimiento.

SUPERFICIES APARENTES Y DECORATIVAS.	
PROBLEMA	CAUSA PROBABLE
Apariencia inconsistente.	Malas técnicas de colado. Aditivo retardante inconsistente o equivocado. Tiempo de exposición incorrecto.
Inconsistencia del color.	Variación en el contenido de agregados finos. Variación de color en los mismos. Deflexión de la cimbra de contacto. Colado inadecuado. Variación en el peralte del nivel de colado.
Estratificación de la superficie.	Malas técnicas de colado. Interrupciones durante las operaciones de colado.
Juntas dañadas, escurrimientos.	Omisión de los sellos. Juntas mal especificadas. Traslape excesivo. Falta de apoyos en el forro a la altura de la junta.
Marcas de oxidación en la cara.	Oxidación del alambre de amarre. Clavos y amarres en la cimbra. Amarres de longitud incorrecta. Contaminación externa de la losa, plafón y similares. Incrustaciones de pirita.

6.9.1. – AGENTES DE DESCIMBRADO (DELMOLDANTES).

La apariencia del concreto depende de la naturaleza de la superficie de contacto de la cimbra y del método empleado para el descimbrado, de tal manera que la selección y aplicación de aceites y aditivos desmoldantes requieran de un cuidado especial. La tabla 6.3. muestra los principales aspectos que influyen en la selección del material de la cimbra.

Los agentes de descimbrados se aplican a las superficies de contacto de la misma a fin de evitar que se unan éstas y el concreto, y de este modo facilitar su remoción. Un tratamiento previo en la superficie de contacto de la cimbra, con un agente sellador o aditivo desmoldante, dará como resultado una superficie

completamente impermeable, o una que presente cierta consistencia. Pueden aplicarse en forma permanente a los materiales de la cimbra en el momento en que se fabrican o antes de cada uso de la cimbra. Cuando se aplican en la obra, debe tenerse cuidado al ponerlos en construcciones que estén en contacto con el acero de refuerzo.

Los diferentes grados de absorción de la superficie de contacto no sólo afectan a la textura del concreto, sino que influyen también en la cantidad de burbujas o agujeros que aparecen en la superficie del concreto. El color oscuro o claro está determinado por el grado de absorción de la superficie, esto es, entre más absorbente sea la superficie, más oscuro será el color resultante del concreto colado. Este fenómeno se hace notorio en donde se ha cambiado un panel durante la secuencia de colado.

Es recomendable que se utilicen aditivos desmoldantes de primera calidad para obtener excelentes acabados de superficie, ya que aunque son más costosos que los aceites o emulsiones, los aditivos desmoldantes cuentan con muchas características que respaldan su uso. Sin duda, los aceites y aditivos cuidadosamente preparados ayudan a lograr acabados de superficie de alta calidad, cuando se siguen las instrucciones para su manejo; sin embargo, se pueden obtener algunas otras ventajas del uso de aditivos desmoldantes. Una de ellas es que el aditivo desmoldante permanece activo durante más tiempo después de que los aceites normales han sido absorbidos, o se han evaporado de la superficie de la cimbra. Finalmente, se sugiere que se sigan las recomendaciones de los fabricantes para el uso de revestimientos, selladores y agentes de descimbrado, pero se recomienda que se investigue su rendimiento antes de usarlos.

Tipo de superficie de contacto.	Acabados de superficies lisas		Acabados de superficies especiales.	
	Tratamiento previo	Aplicaciones posteriores	Tratamiento previo	Aplicaciones posteriores
Madera aserrada	2 3 4 5	2 3 4	5 2 4	2 o 4 2 4
Madera cepillada	2 3 4 5	2 3 4	5 2 4	2 o 4 2 4
Triplay sin sellar	2 3 4 5	2 3 4	5 2 4	2 o 4 2 4
Triplay sellado	No necesario	2 4	No necesario	2 4
Plásticos – PVR polipropileno, etc., liso o texturizado.	No necesario	4	No necesario	4
Acero	No necesario	2 4	5 (4 puede ser usado para prevenir la oxidación)	2 4
Concreto	(cera) 5 (cera) 5	2 4 5		
Principales tipos de aditivos desmoldantes.	1.- (Aceites puros)* 2.- Aceites puros con un surfactivo (agente humedecedor) 3.- Emulsiones de aceite y agua 4.- Aditivos químicos desmoldantes		5.- Pintura, lacas, ceras y otros recubrimientos impermeables+ 6.-Emulsión de cera. (No se incluyen los datos en la tabla por la claridad que se quiere mostrar en la misma.)	
* No recomendables. No incluidos.			+Estos son sólo tratamientos previos.	

Tabla 6.3. Aditivos desmoldantes que se recomiendan.

CAPITULO 7

SUPERVISIÓN

CAPITULO 7

SUPERVISION

Antes de que se lleve a cabo cualquier colado, una persona apta calificada deberá verificar que la cimbra esté asegurada, cumpla con todas las especificaciones en los diversos aspectos y se interpreten correctamente los detalles prácticos. Es recomendable asignar una persona responsable nombrada en cada frente, la cual deberá encargarse de todos los aspectos característicos del armado de la obra falsa, desde el inicio hasta el descimbrado. Esta persona es el supervisor; a él se le dará la autoridad para detener el trabajo, si la obra no cumple con el criterio establecido.

El informe de cimbras preparado por el comité adjunto del Instituto de Ingenieros Estructurales y la Sociedad del Concreto, mencionan, con especial énfasis, la necesidad de una supervisión cuidadosa en todas las etapas de la construcción de la cimbra y la inspección completa que el supervisor llevará a cabo, una vez que el trabajo se ha terminado y antes del colado. En el informe también se explica que la naturaleza de la inspección depende del tipo de mano de obra, y se da una lista de puntos importantes que deberán verificarse. Dicha verificación e inspección, deberán estar sujetas a las normas de calidad y precisión establecidas para el trabajo, como se mencionó anteriormente. El supervisor deberá tener una gran experiencia y ser capaz de hacer un pronóstico adecuado, basado en la inspección. Asimismo, deberá prever los resultados probables de los métodos particulares de apoyo o apuntalamiento, y deberá tener la suficiente capacidad para apreciar las cargas y las presiones que se encuentren.

La magnitud del trabajo, el grado de precisión que se desea y el tipo de acabado de la superficie, podrán dar la pauta para la selección que hará el supervisor durante la inspección previa al colado. No obstante, en el campo general de trabajos de construcción e ingeniería civil, el supervisor – por parte de la compañía responsable del trabajo de cimbrado – es considerado apto para hacer la verificación final. Los casos especiales que requieren de la destreza de un ingeniero para su inspección, deberán ser estudiados cuidadosamente. Por ejemplo, cuando el armado de la cimbra, la precisión sea particularmente importante, o bien, cuando la cimbra se traslade sobre una vía pública.

La guía de supervisión que se expone al final de este capítulo puede ser muy provechosa para la persona responsable de llevar a cabo la verificación previa al colado. Dicha guía deberá tomarse como base para una lista más especializada que se emplee en determinados tipos especiales de estructura; por ejemplo, en el trabajo de postensado, o en algún requerimiento arquitectónico complicado.

Así mismo incluye términos que no necesariamente están relacionados con la cimbra, dado que es imposible separar del concreto básico, los detalles referentes al acero de refuerzo, el acceso y a su disposición en general. Hay que tomar en cuenta que todo esto es importante para lograr una operación eficaz de colado.

Además de la verificación previa al colado, el valor de la ayuda que presta el contratista de cimbras y la continua supervisión del ingeniero, durante la operación del colado, no podrá ser más precisa. Por su parte, el contratista tratará con simples ajustes de nivelación y alineación posteriores al colado, mientras que el ingeniero se encargará de las actividades de verificación de datos y niveles finales.

GUIA DE SUPERVISIÓN

ACCESO

- *.- ¿ Puede la cuadrilla de colado tener fácil acceso para llegar al sitio de colado ?
- *.- ¿ Los botes para el colado o las líneas de tubería de bombeo de concreto, pueden ser llevados hasta los vanos de la cimbra?
- *.- ¿Hay andamios de tarima seguros para los operadores?
- *.- ¿Es segura la escalera de acceso a la plataforma de trabajo?

ANCLAJES Y PLACAS DE APOYO

- *.- ¿Se han colado correctamente los dispositivos de anclaje?
- *.- ¿Se han fijado con seguridad los soportes de los ductos?
- *.- ¿Son correctos la disposición y el trazo?
- *.- ¿Están las juntas selladas herméticamente?

AUXILIARES

- *.- ¿Se han insertado amarres en los tabiques?
- *.- ¿Se encuentra la mampostería en la posición correcta?
- *.- ¿Habrán otros amarres o anclajes?
- *.- ¿Se han instalados moldes para formar huecos en los elementos por colar?
- *.- ¿Se han fijado bien las salientes de las varillas?

APUNTALAMIENTO

- *.- ¿Están todos los puntales unidos en forma segura?
- *.- ¿La resistencia del terreno es la adecuada?
- *.- ¿Los arrastres utilizados son los óptimos?
- *.- ¿Se colocan los puntales sobre base de concreto o terreno firme?
- *.- ¿Se han colocado puntales contraventeados para evitar subpresiones?

*.- ¿Están los puntales ajustados adecuadamente?

CUERPO DE LA CIMBRA

*.- ¿Hay alguna evidencia de distorsión o desquebrajamiento?

*.- ¿Están todos los pernos de conexión ajustados adecuadamente?

*.- ¿Están instalados los principales elementos continuos?

LIMPIEZA

*.- ¿Se han sopleteado los moldes, y/o se han eliminado los escombros?

*.- ¿Los desmoldantes utilizados en la superficie de contacto son empleados adecuadamente?

*.- ¿Se han retirados los materiales extraños de los andamios adyacentes?

CONCRETO

*.- ¿Se ha preparado la superficie de nivel del colado anterior?

*.- ¿Se encuentran los amarres empotrados en el concreto fraguado?

*.- ¿Se ha establecido el incremento del costo del concreto?

*.- ¿Se tienen a la mano reglas de enrase y pisones?

CONEXIONES

*.- ¿Están correctamente ubicadas las ménsulas, coples y placas para la cubierta metálica?

*.- ¿Están los pasos o ganchos salientes localizados según se detallan en los planos?

NUCLEOS

*.- ¿Tienen los núcleos el tamaño correcto?

*.- ¿Están bien colocados?

*.- ¿Se han hecho arreglos para evitar algún levantamiento?

*.- ¿Se han lubricado los núcleos para el descimbrado?

CURADO

*.- ¿Se tienen a la mano membranas de curado?

*.- ¿Se puede apoyar la cubierta libre a la superficie del concreto?

*.- ¿Se pueden obtener aislantes?

DUCTOS

*.- ¿Se encuentran los ductos en el lugar correcto?

*.- ¿Están las juntas selladas herméticamente?

*.- ¿Se han prevenido izajes o levantamientos eventuales?

*.- ¿Se han insertado los tendones para mantener el eje del ducto?

*.- ¿Se encuentran conectados los sensores?

MOLDES

*.- ¿Es correcto el tamaño de los moldes?

*.- ¿Están colocados adecuadamente?

*.- ¿Están ligados y asegurados los moldes?

*.- ¿Resisten los fijadores los desplazamientos y el levantamiento?

INSERCIONES

*.- ¿Están las inserciones en el lugar correcto y fijadas con seguridad?

*.- ¿Están los ductos apoyados en la distancia correcta de la cara de la cimbra?

*.- ¿Están bien selladas las cajas de registro y las cajas de interruptores para evitar la penetración de lechada?

NIVEL

*.- ¿Es correcto el nivel de la cimbra dentro las tolerancias permisibles?

ALUMBRADO

*.- ¿Se tienen lámparas disponibles para trabajar cuando ha oscurecido?

*.- ¿Se cuenta con antorchas para inspeccionar los colados profundos?

TRAZO

*.- ¿Es correcto el trazo de la cimbra?

*.- ¿Se ha tomado en cuenta la contraflecha?

*.- ¿Se han instalado los miembros de continuidad?

ACEITES Y RECUBRIMIENTOS

*.- ¿Se han utilizado los materiales adecuados?

*.- ¿Se han aceitado las orillas de la cimbra para prevenir alguna modificación posterior?

ENERGIA

*.- ¿Se cuenta con energía suficiente para los vibradores y el equipo?

*.- ¿Se tiene en uso la corriente de seguridad de bajo voltaje?

ACERO DE REFUERZO

*.- ¿Está el acero colocado correctamente?

*.- ¿Hay arreglos adecuados para mantener la cubierta?

*.- ¿Están las salientes del acero apoyadas y montadas debidamente?

*.- ¿Se deben insertar piezas de acero de refuerzo a medida que avanza el trabajo?

*.- ¿Hay acero de refuerzo disponible?

SEGURIDAD

*.- ¿Tienen los andamios una cimentación firme?

*.- ¿Están los andamios amarrados y apuntalados?

*.- ¿Está el andamio completo con rastras y riel de guía?

*.- ¿Se cuenta con cascos, gafas protectoras y orejeras?

CIMBRA DE CONTACTO O FORRO

*.- ¿Son apropiados los materiales para el acabado requerido?

- *.- ¿Están selladas las juntas?
- *.- ¿Hay suficiente traslape sobre colados previos?
- *.- ¿Se han insertado los sellos?
- *.- ¿Está apoyada la superficie de contacto sobre el concreto previamente colado?
- *.- ¿Se le ha aplicado a la superficie de contacto algún aditivo desmoldante?
- *.- ¿Se ha eliminado el exceso de material?
- *.- ¿Se han fijado adecuadamente los dispositivos?
- *.- ¿Se ha colocado un sello contra la lechada?
- *.- ¿Se han tapado los agujeros y las aberturas?

TAPAS

- *.- ¿Están las tapas colocadas en el lugar correcto?
- *.- ¿Se han fijado con seguridad?
- *.- ¿Se han aceitado las tapas?
- *.- ¿Se han sellado correctamente los agujeros y aberturas?
- *.- ¿Se han instalado sellos para evitar fuga de lechada?

PREPARATIVOS PARA EL DESCIMBRADO

- *.- ¿Se han insertado chaflanes para descimbrar?
- *.- ¿Hay suficiente espacio para quitar los amarres?
- *.- ¿Hay suficiente espacio para descimbrar?
- *.- ¿Se han ajustado y lubricado los gatos o cojines roscados?
- *.- ¿Hay suficiente espacio entre el tornillo y el martillo de descimbrado?

APOYOS

- *.- ¿Se encuentran los apoyos colocados en bases adecuadas?
- *.- ¿Están los apoyos colocados en el lugar apropiado?
- *.- ¿Están los apoyos bien ajustados y sujetos para resistir movimientos?
- *.- ¿Están plomeados los apoyos?
- *.- ¿Se han instalado cordones de sujeción?
- *.- ¿Se encuentran en posición correcta los puntales exteriores?
- *.- ¿Están las lengüetas bien ensambladas para asegurar la carga axial de los puntales o tubos?
- *.- ¿Se han usado los pasadores correctos en los sujetadores?
- *.- ¿Se ajustaron adecuadamente las cabezas secundarias?

TARIMA DE CIMBRADO

- *.- ¿Está la parte interior correctamente ubicada y apoyada?
- *.- ¿Están calzados los patines o troqueados?
- *.- ¿Se han instalado los moldes correctos?
- *.- ¿Están las correderas correctamente ajustadas en las lengüetas?

TIRANTES Y ANCLAJES

- *.- ¿Se han utilizado los moldes correctos?
- *.- ¿Están bien centrados los tirantes y anclajes?
- *.- ¿Están tensados los tirantes adecuadamente?
- *.- ¿Se han utilizado las arandelas correctas?
- *.- ¿Se han instalado los espaciadores correctos?
- *.- ¿Se han usado los largueros o apoyos cónicos correctos?

ARANDELAS

- *.- ¿Se han instalado con la medida correcta?
- *.- ¿Se han encuadrado exactamente en los miembros?
- *.- ¿Se han acuñado con seguridad las arandelas en los elementos cónicos?

Entre otras actividades; el supervisor deberá dar particular atención a las siguientes:

- *.- ¿Es adecuado el diseño y está de acuerdo con las condiciones reales del lugar?
- *.- ¿Se ha verificado cada elemento del diseño y se ha considerado la cimbra como un conjunto integral y aprobado por una persona competente?
- *.- ¿Se ha turnado el diseño al ingeniero y se han seguido sus comentarios?
- *.- ¿Son las cargas reales encontradas en el lugar, particularmente las cargas vivas, menores o iguales a aquellas supuestas por los diseñadores?
- *.- ¿Hay un programa real para la entrega de los materiales en la obra?
- *.- ¿Ha habido algún cambio en los materiales o en la construcción? ¿son importantes?. Si es así, ¿se le han comunicado al diseñador y se ha obtenido su aprobación?
- *.- ¿El programa de cargas acordado en la obra, coincide con las suposiciones y propósitos del diseñador?

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

1.- Teóricamente se ha establecido que el costo de la cimbra para una obra de concreto, puede representar entre el 35 y 60 por ciento del costo total por concepto de concreto, por lo que el diseño y construcción de cimbras demanda un buen juicio y una adecuada planeación, que garanticen economía, que la producción sea pronosticable, que la programación de las actividades sea precisa, y sobre todo que garanticen seguridad.

2.- Con la continua inflación de costos tanto de mano de obra como de materiales, casi no hay duda de que el tiempo invertido en la cuidadosa selección y localización de miembros dentro de un plan para el manejo, fijación y descimbrado será ampliamente compensado por mejores rendimientos económicos de los materiales, así como de la costosa mano de obra requerida.

3.- No cabe duda que durante el proceso de revisión y construcción de una obra debe establecerse una buena relación de trabajo por parte de todos los involucrados, ya que este tipo de cooperación dará como resultado ciertos beneficios personales y mejores estándares.

4.- Independientemente de que se tenga un buen control de los recursos empleados en el diseño del acero de refuerzo y su fijación, así como del mezclado y colocación del concreto son, sin embargo, los materiales seleccionados para la cimbra, su construcción y el ajuste de las formas de sus componentes, los que tendrán el mayor impacto para lograr una estructura satisfactoria, de esta forma se justifica la importancia del diseñar y construir adecuadamente el sistema de cimbrado.

5.- Es muy importante que en el diseño de cimbras se tomen en cuenta los requisitos de los reglamentos aplicables y de las especificaciones particulares de la obra muy especialmente en el aspecto de la exactitud, seguridad y el tipo de acabados superficiales.

6.- Es esencial que quienes estén relacionados con todos los aspectos de la construcción de cimbras, entiendan plenamente las propiedades básicas de los materiales de que se dispone. Para diseñar adecuadamente las cimbras es necesario que se conozcan sus atributos y sus propiedades mecánicas, por lo que, personalmente pienso que este trabajo de tesis será un apoyo para las personas que deseen indagar o aprender lo básico del diseño y construcción de cimbras.

BIBLIOGRAFIA

1.- Curso: Diseño y Construcción de Cimbras.

Los ingenieros Luis Zubieta Rohde y M: C: Eduardo Figueroa G. Son instructores de reconocido prestigio que impartieron este curso de alto nivel del 3 al 7 de abril y del 23 al 27 de octubre de 1995.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
México, D.F. 1995.

2.- Guía para el Diseño y Construcción de Cimbras ACI-347-R88.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
México, D.F. 1994.

3.- Diseño de Cimbras de Madera.

Federico Alcaraz Lozano.
Fundación para la Enseñanza de la Construcción, A.C.
Facultad de Ingeniería (UNAM).
México, D.F. julio 1990.

4.- Serie Cimbras: Tomos I, II, III, IV.

John G. Richardson.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
México, D.F. julio 1990.

5.- Estructuras de madera.

Francisco Robles Fernández Villegas y Ramón Echenique Manrique.
Editorial Limusa Noriega.
México, D.F. 1989.

6.- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera.

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
México, D.F. 10 de diciembre 1987.

7.- Diseño y Construcción de Estructuras de Madera: Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Instituto de Ingeniería (UNAM).
México, D.F., julio 1977.

8.- Cimbras y Moldes: Guía práctica para su construcción y uso.

John G. Richardson.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
México, D.F. 1981.

9.- Manual de Construcción en Acero.

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C.
Editorial Limusa Noriega.
México, D:F: 1990.

10.- Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas: Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Instituto de Ingeniería (UNAM).

México, D.F. 1977.

11.- Estructuras de Acero: Comportamiento y Diseño.

Oscar de Buen López de Heredia.

Editorial Limusa Noriega.

México, D.F. 1990.

12.- Especificaciones para el Concreto Estructural en Edificios ACI 301-89.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

México, D.F. 1994.

13.- Cartilla del Concreto.

F: R: McMillan y Lewis H. Tuthill.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

México, D.F. 1992.

14.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado y Comentarios ACI 318-R89.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

México, D.F. 1994.